

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**“ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO AL  
DISEÑAR UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SEIS PISOS DE  
CONCRETO ARMADO Y ACERO, UBICADOS EN LA CIUDAD DE  
PIURA”**

**PRESENTADA POR:**

**Pedro Antonio Tume Castro**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL**

**Línea de Investigación:**

**Ingeniería civil, arquitectura y urbanismo**

**Sub línea de investigación:**

**Estructuras**

**PIURA, PERU**

**2019**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**“ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO AL  
DISEÑAR UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SEIS PISOS DE  
CONCRETO ARMADO Y ACERO, UBICADOS EN LA CIUDAD DE  
PIURA”**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL**


**Línea de investigación: Ingeniería civil, arquitectura y urbanismo.**

**Sub línea de Investigación: Estructuras.**

Los que suscriben el presente documento declaran que el presente trabajo de tesis es original en su contenido y forma.

  
-----  
**Br. Pedro Antonio Tume Castro**

**Tesista**

  
-----  
**Msc. Ing. Carmen Chilón Muñoz**  
**Asesor**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS:**

**“ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO AL  
DISEÑAR UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SEIS PISOS DE  
CONCRETO ARMADO Y ACERO, UBICADOS EN LA CIUDAD DE  
PIURA”**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL**

Línea de investigación: Ingeniería civil, arquitectura y urbanismo.

Sub línea de Investigación: Estructuras.

**APROBADO POR:**

  
-----  
Msc. ANTONIO TIMANA FIESTAS  
**PRESIDENTE**

  
-----  
Msc. CARLOS SILVA CASTILLO  
**SECRETARIO**

  
-----  
ING. HELMER SERNAQUE BARRANTES  
**VOCAL**



UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA  
Facultad de Ingeniería Civil  
DECANATO

## ACTA DE SUSTENTACION DE TESIS

Los Miembros del Jurado Calificador, que suscriben, reunidos para estudiar el Trabajo de Tesis, presentado por el ex alumno de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Piura.

**BACH. TUME CASTRO PEDRO ANTONIO**

### TESIS TITULADA

**"ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO AL DISEÑAR UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SEIS PISOS DE CONCRETO ARMADO Y ACERO, UBICADOS EN LA CIUDAD DE PIURA"**

Oídas las observaciones y las respuestas a las preguntas, lo declaran

Aprobado con el calificativo de Muy bueno

En consecuencia, queda en condiciones de ser calificado:

Abto

Por el Consejo de Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Piura, y recibir el **título de INGENIERO CIVIL**, de conformidad con lo estipulado en el Art. 176 del Estatuto General de la Universidad Nacional de Piura.

PIURA, 06 DE AGOSTO DE 2019

  
ING. ANTONIO TIMANA FIESTAS Mtro.  
Presidente

  
ING. CARLOS JAVIER SILVA CASTILLO Mtro.  
Secretario

  
ING. HELMER SERNAQUE BARRANTES Mtro.  
Vocal



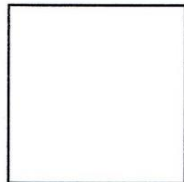
## **DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD DE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN**

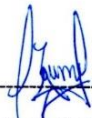
Yo Pedro Antonio Tume Castro, identificado con DNI N°72849104, en la condición de egresado de la facultad de Ingeniería civil, escuela Profesional de Ingeniería Civil y domiciliado en A.H. José Olaya Mz. G lote 10 Int. 01, distrito Piura, Provincia Piura del departamento de Piura, con Numero de celular 930428470 y email pedro\_atc\_ingciv @outlook.com

DECLARO BAJO JURAMENTO que el trabajo de investigación que presento a la oficina central de investigación (OCIN), es original no siendo copia parcial ni total de un trabajo desarrollado y/o realizado en el Perú o en el extranjero, en caso de resultar falsa la información que proporciono, me sujeto a los alcances de lo establecido en el Artículo N°411, del código penal concordante con el Art N°32 Ley N°27444 Y Ley Del Procedimiento Administrativo General Y Normas Legales De Protección A Los Derechos De Autor.

En fe de lo cual firmo la presente.

Piura, 06 agosto del 2019



  
-----  
**Pedro Antonio Tume Castro**  
**DNI N° 72849104**

Artículo 411.- El que, en un procedimiento administrativo, hace una falsa declaración en relación a hechos o circunstancias que le corresponden probar, violando la presunta veracidad establecida por ley, será reprimido con pena privativa de libertad de no menor de uno ni mayor de cuatro años.

Art.4. Inciso 4.12. del Reglamento del registro Nacional de trabajos de investigación para optar por grados académicos y títulos profesionales-RENATI Resolución De Consejo Directivo N°003-2016-SUNEDU/CD.

## **AGRADECIMIENTOS:**

A Dios por darme la fortaleza necesaria para persistir en la elaboración de la presente tesis, mis padres Pedro y Cristina por su amor y apoyo incondicional en el cumplimiento de todas mis metas y a mi novia Mercedes por su amor, apoyo y comprensión.

A mi asesor Ing. Carmen Chilon Muñoz por su apoyo durante el desarrollo de la tesis, a los ingenieros: Msc. Carlos Silva Castillo; Msc. Antonio Timana Fiestas; Ing. Helmer Sernaque Barrantes, miembros del jurado calificador; por sus aportes y correcciones.

## **DEDICATORIA**

A Dios, pues con él cualquier objetivo es posible de cumplir.

Mis padres, Pedro y Cristina por su amor y apoyo a lo largo de mi vida, sin  
ellos no hubiera sido posible cumplir esta meta.

A mi familia, hermanos Miguel y Frank y mi novia Mercedes por su amor apoyo y consejos.

A mi hermano del alma, Alexander Durand y todos mis amigos por su apoyo.

## INDICE GENERAL

INDICE DE TABLAS .....	11
INDICE DE FIGURAS .....	14
RESUMEN.....	16
ABSTRACT .....	17
INTRODUCCION.....	18
CAPITULO I. ASPECTOS GENERALES DE LA PROBLEMÁTICA .....	1
I.1. DESCRIPCIÓN DE LA REALIDAD DE LA PROBLEMÁTICA .....	1
I.2. FORMULACIÓN Y PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN .....	1
I.2. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN .....	1
I.3. OBJETIVOS.....	2
Objetivo General: .....	2
I.4. DELIMITACIÓN ESPACIAL Y TEMPORAL .....	3
I.4.1. Ubicación, localización y acceso .....	3
I.4.2. Acceso al área de estudio .....	3
I.4.3 Ubicación y descripción del área en estudio.....	3
II. MARCO TEORICO.....	4
II.1. ANTECEDENTES .....	4
II.1.1. Antecedentes internacionales .....	4
II.1.2. Antecedentes nacionales.....	5
II.1.3. Antecedentes regionales .....	6
II.2. SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	7
II.2.1. Estructuras de concreto armado.....	7
II.2.2 Estructuras de acero .....	9
II.3. DISEÑO SISMORESISTENTE.....	18
II.3.1. Aspectos generales de sismología .....	18
II.3.2 Consideraciones generales.....	19
II.3.3. Procedimiento de diseño sismorresistente. ....	21
II.3.4. Comportamiento sísmico de las estructuras de acero.....	23
II.4. MARCO TEORICO EVALUACIÓN ECONOMICA Y FINANCIERA.....	31
II.4.1 Tasas de interés de mercado .....	31
II.4.2. Riesgo financiero .....	31
II.4.3. Presupuesto de capital.....	31
II.4.4 Técnicas de evaluación del presupuesto de capital .....	32
II.4.5. El método del período de recuperación (PR) .....	32
II.4.6. Rentabilidad contable (RC).....	33
II.4.7. Tasa interna de rendimiento (TIR).....	33

II.4.8. Valor actual neto (VAN).....	34
II.4.9. Valor actual neto ajustado (VAN ajustado) .....	35
II.4.10. Costo de oportunidad .....	35
II.4.11. La relación beneficio – costo .....	35
II.4.13. Flujo de efectivo .....	36
III. MARCO METODOLOGICO.....	37
III.1. MÉTODO TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN .....	37
III.1.1. Enfoque y diseño: .....	37
III.2. Métodos y procedimientos: .....	37
III.3. Técnicas De Recolección De Datos .....	38
III.4. Técnicas De Tratamiento De Datos.....	38
IV. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PROYECTO.....	39
IV.1. DESCRIPCIÓN DE LA ARQUITECTURA .....	39
IV.2. ESTRUCTURACIÓN .....	41
IV.2.1. Estructuración de edificio en concreto armado .....	41
IV.2.2. Estructuración de edificio en acero .....	41
IV.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	42
IV.3.1 Predimensionamiento de concreto armado.....	42
IV.3.2. Predimensionamiento en Acero .....	42
IV.4. METRADO DE CARGAS POR GRAVEDAD .....	45
IV.4.1. Cargas consideradas y pesos unitarios en el edificio de concreto armado .....	45
IV.4.2. Cargas consideradas y pesos unitarios en el edificio de acero.....	46
IV.5. ANALISIS SISMICO.....	47
IV.5.1. Análisis preliminar al diseño.....	47
IV.5.2. Estimación del peso del edificio .....	49
IV.5.3. Modelado del edificio .....	50
IV.5.4. Análisis Estático .....	52
IV.5.5. Análisis Dinámico .....	53
IV.6. DISEÑO EN CONCRETO ARMADO .....	68
IV.6.1. Diseño de losa aligerada .....	68
IV.6.2. Diseño De Losa maciza .....	72
IV.6.3. Diseño De Vigas .....	73
IV.6.4. Diseño De Columnas: .....	81
IV.6.5. Diseño De Placas O Muros De Corte.....	85
IV.6.5. DISEÑO DE CIMENTACIÓN.....	92
IV.7. DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO.....	101
IV.7.1. Diseño De Losa Colaborante .....	101



IV.7.2. Diseño De Vigas Compuestas O Intermedias-Viguetas .....	106
IV.7.3. Diseño del enlace o “link” .....	112
IV.7.4. Diseño De Viga Fuera Del Enlace .....	115
IV.7.5 Diseño De Riostras .....	118
IV.7.6. DISEÑO DE COLUMNAS .....	120
IV.7.7. Diseño de conexiones .....	124
IV.7.8. Diseño De Cimentación .....	153
V. METRADOS Y PRESUPUESTOS PARA LA EJECUCIÓN Y MANTENIMIENTO DE CADA SISTEMA ESTRUCTURAL.....	160
V.1. PRESUPUESTO DE EDIFICIO EN CONCRETO ARMADO .....	160
V.2. PRESUPUESTO DE EDIFICIO DE ACERO ESTRUCTURAL .....	162
V.3. PLAN DE MANTENIMIENTO A LO LARGO DE LA VIDA UTIL DE CADA SISTEMA ESTRUCTURAL.....	165
V.3.1. Plan de mantenimiento edificio de acero.....	165
V.3.2. Plan de mantenimiento edificio de concreto .....	167
VI. DESARROLLO DEL ANALISIS ECONOMICO-FINANCIERO .....	169
VI.1. EDIFICIO DE CONCRETO-MUROS ESTRUCTURALES .....	169
VI.1.1. Ejecución del proyecto.....	169
VI.1.2. Fijación de precio de alquiler de cada departamento.....	170
VI.1.3. Evaluación financiera sistema tradicional .....	170
VI.2. EDIFICIO DE ACERO-ARRIOSTRES EXCENTRICOS .....	173
VI.2.1. Ejecución del proyecto.....	173
VI.2.2. Fijación de precio de alquiler de cada departamento en edificio de acero .....	174
VI.2.3. Evaluación financiera sistema tradicional .....	174
VII. RESULTADOS Y DISCUSIÓN .....	178
VII.1. COMPARACIÓN DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES .....	178
CONCLUSIONES:.....	183
RECOMENDACIONES.....	184
BIBLIOGRAFIA .....	185

## INDICE DE TABLAS

Tabla 4. 1. Resumen de predimensionamiento de elementos estructurales .....	42
Tabla 4. 2. Características técnicas de Losa Acero Deck. ....	42
Tabla 4. 3. Características técnicas de perfiles W 14X38. ....	43
Tabla 4. 4. Características técnicas de perfiles W16X67. ....	43
Tabla 4. 5. Características técnicas de perfiles W 21X93. ....	44
Tabla 4. 6. Predimensionamiento secciones de arriostres. ....	44
Tabla 4. 7. Pesos unitarios edificio concreto. ....	45
Tabla 4. 8. Cargas vivas mínimas repartidas. ....	45
Tabla 4. 9. Pesos unitarios edificio de Acero. ....	46
Tabla 4. 10. Irregularidades en planta en el edificio. ....	48
Tabla 4. 11. Irregularidades en altura en el edificio. ....	48
Tabla 4. 12. Peso del edificio de Concreto vs edificio de acero. ....	49
Tabla 4. 13. Cálculo de cortante estático-edificio de concreto. ....	52
Tabla 4. 14. Modos de vibración y participación de masas de la estructura de concreto-X.....	53
Tabla 4. 15. Modos de vibración y participación de masas de la estructura de acero-Y.....	54
Tabla 4. 16. Porcentaje de cortante que absorben los muros portantes en el eje X.....	56
Tabla 4. 17. Porcentaje de cortante que absorben los muros portantes en el eje Y.....	57
Tabla 4. 18. Revisión de irregularidad rigidez-piso blando en eje X.....	57
Tabla 4. 19. Revisión de irregularidad de rigidez-piso blando en eje Y.....	57
Tabla 4. 20. Revisión de irregularidad de masa o peso. ....	58
Tabla 4. 21. Revisión de irregularidad geométrica vertical y de discontinuidad de sistemas. ....	58
Tabla 4. 22. Revisión de irregularidad torsional. ....	59
Tabla 4. 23. Revisión de irregularidad de rigidez edificio de acero-piso blando en eje X.....	61
Tabla 4. 24. Revisión de irregularidad de rigidez edificio de acero-piso blando en eje Y.....	61
Tabla 4. 25. Revisión de irregularidad de masa o peso en edificio de acero .....	62
Tabla 4. 26. Revisión de irregularidad geométrica vertical y de discontinuidad de sistemas. ....	62
Tabla 4. 27. Verificación de irregularidad torsional en edificio de acero. ....	63
Tabla 4. 28. Desplazamientos laterales relativos inelásticos en edificio de concreta dirección X. ....	65
Tabla 4. 29. Desplazamientos laterales relativos inelásticos en edificio de concreta dirección Y. ....	65
Tabla 4. 30. Desplazamientos laterales relativos inelásticos en edificio de acero-X. ....	66
Tabla 4. 31. Desplazamientos laterales relativos inelásticos en edificio de acero-Y. ....	66
Tabla 4. 32. Factor de escala para cortante en X.....	66
Tabla 4. 33. Factor de escala de cortante dinámico en Y-Concreto. ....	67
Tabla 4. 34. Factor de escala de cortante dinámico en X-Acero .....	67
Tabla 4. 35. Factor de escala de cortante dinámico en Y-Acero. ....	67
Tabla 4. 36. Resumen Diseño por Flexión. ....	69
Tabla 4. 37. Resumen Diseño por Cortante. ....	71
Tabla 4. 38. Resumen Control de fisuración de losa aligerada. ....	71
Tabla 4. 39. Resumen diseño por flexión de losa maciza. ....	72
Tabla 4. 40. Resumen de diseño de viga por flexión.....	75
Tabla 4. 41. Longitudes de desarrollo de varillas según su diámetro. ....	76
Tabla 4. 42. Resumen de diseño de viga D por flexión. ....	77
Tabla 4. 43. Resumen cálculo de momentos reales. ....	79
Tabla 4. 44. Cortante a “d” de la cara. ....	79
Tabla 4. 45. Resumen de diseño por cortante.....	79
Tabla 4. 46. Cortantes máximos de diseño.....	80
Tabla 4. 47. Resumen de diseño para cortantes máximos. ....	80
Tabla 4. 48. Resumen de cargas y momentos en la columna .....	81

Tabla 4. 49. Resumen cálculo de coeficiente “Q” .....	81
Tabla 4. 50. Cálculo de esbeltez local en X. ....	82
Tabla 4. 51. Momentos corregidos y para diseño biaxial. ....	82
Tabla 4. 52. Valores de $K_n$ y $R_n$ para ingresar a los ábacos. ....	83
Tabla 4. 53. Resistencia axial nominal.....	83
Tabla 4. 54. Resistencia axial nominal usando la ecuación de Bresler.....	84
Tabla 4. 55. Resumen cálculo de cargas y momentos últimos. ....	85
Tabla 4. 56. Resumen diseño de muro de corte.....	87
Tabla 4. 57. Resumen cálculo de cargas y momentos últimos en placa en L .....	89
Tabla 4. 58. Resumen diseño de muro de corte en L.....	90
Tabla 4. 59. Datos de losa de cimentación edificio de concreto armado. ....	92
Tabla 4. 60. Datos del Estudio de Mecánica de Suelos. ....	92
Tabla 4. 61. Características de placa colaborante.....	101
Tabla 4. 62. Evaluación de compacidad de perfil W8X35 .....	108
Tabla 4. 63. Resumen diseño por flexión del perfil.....	108
Tabla 4. 64 . Resumen diseño por flexión-sección compuesta.....	109
Tabla 4. 65. Resumen de diseño por cortante.....	110
Tabla 4. 66. Comprobación por cortante.....	110
Tabla 4. 67. Características de conector.....	110
Tabla 4. 68. Cálculo resistencia por corte de conector. ....	110
Tabla 4. 69. Características Perfil W 10 X 26.....	112
Tabla 4. 70. Verificación de ductilidad de perfil W10X26. ....	112
Tabla 4. 71. Fuerzas ultimas aplicadas.....	112
Tabla 4. 72. Resumen de diseño de enlace.....	112
Tabla 4. 73. Resumen cálculo rotación inelástica en el enlace. ....	113
Tabla 4. 74. límites de separación de rigidizadores según rotación inelástica del enlace .....	114
Tabla 4. 75. Fuerzas de diseño de la viga fuera del enlace.....	116
Tabla 4. 76. Cálculo de esbeltez de la columna. ....	116
Tabla 4. 77. Características del perfil W10X45. ....	118
Tabla 4. 78. Factor de amplificación sísmica para diseño de riostras.....	118
Tabla 4. 79. Fuerzas de diseño.....	118
Tabla 4. 80. Verificación de ductilidad Perfil W 10X49.....	118
Tabla 4. 81. Cálculo de esbeltez de la riostra .....	119
Tabla 4. 82. características del Perfil W 27X368 (Fuente: Datos manual 14th AISC.).....	120
Tabla 4. 83. verificación de ductilidad del Perfil W 27X368. ....	120
Tabla 4. 84. Carga ultima por fuerzas gravitacionales. ....	121
Tabla 4. 85. cálculo de esbeltez del Perfil W 27X368. ....	121
Tabla 4. 86. cálculo de fuerza máxima axial aplicada sobre la columna reemplazando el sismo .....	122
Tabla 4. 87. Características del ángulo a utilizar en la unión viga-vigueta. ....	124
Tabla 4. 88. Fuerzas de diseño en conexión viga-vigueta. ....	124
Tabla 4. 89. “All – Welded Double-Angle Conections” del manual LRFD. ....	126
Tabla 4. 90. verificación de resistencia de diseño del alma de la vigueta.....	127
Tabla 4. 91. Resistencia por fluencia del ángulo.....	128
Tabla 4. 92. Conexiones de doble ángulo atornillado .....	129
Tabla 4. 93. Demanda en elementos componentes de la conexión.....	133
Tabla 4. 94. Verificación de consideraciones geométricas.....	134
Tabla 4. 95. diseño de conexión ángulo, riostra. ....	134
Tabla 4. 96. Verificación de condiciones geométricas en placa de empalme .....	135
Tabla 4. 97. Diseño de placa de empalme.....	135
Tabla 4. 98. Verificación Gusset-riostra .....	136

Tabla 4. 99. Verificación Gusset-Viga.....	136
Tabla 4. 100. Verificación consideraciones geométricas en la conexión columnas-ángulos.....	137
Tabla 4. 101. Verificación ángulo-columna.....	137
Tabla 4. 102. Verificación de consideraciones geométricas ángulo-columna .....	138
Tabla 4. 103. Diseño viga-Angulo- columna .....	139
Tabla 4. 104. verificación de consideraciones geométricas en placa base.....	141
Tabla 4. 105. Diseño de placa base. ....	141
Tabla 4. 106. Verificación de consideraciones geométricas en placa base.....	141
Tabla 4. 107. Diseño placa base eje menor.....	142
Tabla 4. 108. Verificación de consideraciones geométricas en anclajes-eje mayor. ....	142
Tabla 4. 109. Diseño anclajes eje mayor.....	142
Tabla 4. 110. Consideraciones geométricas anclaje en el eje menor. ....	143
Tabla 4. 111. Diseño anclaje en eje menor. ....	143
Tabla 4. 112. Verificación de consideraciones geométricas ángulo de sujeción. ....	147
Tabla 4. 113. Diseño ángulo de sujeción. ....	147
Tabla 4. 114. Verificación de consideraciones geométricas en placa de empalme.....	148
Tabla 4. 115. Diseño de placa de empalme.....	148
Tabla 4. 116. Diseño Gusset-plate-Riostra.....	149
Tabla 4. 117. Diseño Gusset-placa base.....	149
Tabla 4. 118. Diseño entre la gusset y la columna directamente soldada. ....	150
Tabla 4. 119. Verificación de consideraciones geométricas de interface columna-placa base en eje mayor.....	151
Tabla 4. 120. Diseño interface columna-placa base en eje mayor.....	151
Tabla 4. 121. Verificación de consideraciones geométricas de anclajes en eje mayor. ....	151
Tabla 4. 122. Diseño anclajes en eje mayor.....	152
Tabla 4. 123. Datos de losa de cimentación para edificio de acero estructural. ....	153
Tabla 4. 124. Datos del Estudio de Mecánica de Suelos.....	153
 Tabla 5. 1. Presupuesto de edificio en concreto armado .....	160
Tabla 5. 2. Presupuesto de edificio en acero estructural .....	162
Tabla 5. 3. Presupuesto para contratación de especialistas. ....	165
Tabla 5. 4. Presupuesto para contratación de especialistas a 20 años de vida útil. ....	166
Tabla 5. 5. Presupuesto para contratación de especialistas para edificio de concreto armado .....	167
Tabla 5. 6. Presupuesto para contratación de especialistas .....	168
 Tabla 6. 1. Costo por cada tipo de departamento en concreto armado .....	169
Tabla 6. 2. Costo indirecto de departamento en concreto armado .....	169
Tabla 6. 3. Monto total de inversión en edificio de concreto armado.....	170
Tabla 6. 4. Parámetros financieros iniciales.....	171
Tabla 6. 5. Costos indirectos en edificio de concreto armado .....	171
Tabla 6. 6. Flujo de caja proyectado a lo largo de la vida útil del edificio de concreto armado .....	171
Tabla 6. 7. Costo por cada tipo de departamento en Acero.....	173
Tabla 6. 8. Costo indirecto de departamento en Acero .....	173
Tabla 6. 9. Parámetros financieros iniciales para edificio de acero .....	175
Tabla 6. 10. Flujo de caja proyectado a lo largo de la vida útil del edificio de acero .....	176
Tabla 6. 11. Análisis de sensibilidad para el edificio en concreto armado vs acero. ....	177
Tabla 6. 12. comparación de escenarios para ambos sistemas con diferentes escenarios .....	177

## INDICE DE FIGURAS

Figura 2. 1. Diagrama de esfuerzo-deformación característico de un acero estructural dulce o con bajo contenido de carbono a temperatura ambiente. ....	12
Figura 2. 2. Clasificación de acero para definir la consideración del pandeo local en vigas y columnas.....	16
Figura 2. 3. Propagación de la energía sísmica desde el epicentro hasta la estructura .....	19
Figura 2. 4. Diagramas fuerza-desplazamiento de un sistema lineal y elástico y de un sistema inelástico para explicar los conceptos de energía absorbida y disipada.....	21
Figura 2. 5. Etapas del procedimiento de diseño sismorresistente. ....	22
Figura 2. 6. Espectro de diseño dinámico edificio de acero. ....	23
Figura 2. 7. Detalle de la soldadura entre el ala inferior de una viga y el ala de la columna. ....	24
Figura 2. 8. Configuraciones típicas de pórticos resistentes a momento. ....	26
Figura 2. 9. Reducción de las alas en la viga para producir las rotulas plásticas. ....	26
Figura 2. 10. Configuraciones típicas de arriostres concéntricos. ....	28
Figura 2. 11. Diagrama de cuerpo libre del enlace.....	29
Figura 2. 12. Configuraciones típicas de pórticos con arriostramiento excéntrico. ....	29
Figura 4. 1. Planta típica de arquitectura.....	40
Figura 4. 2. Vista 3D edificio de muros estructurales de concreto armado. ....	51
Figura 4. 3. Vista en 3D de modelo estructural de edificio acero arriostres excéntricos. ....	51
Figura 4. 4. Espectro de diseño-concreto. ....	56
Figura 4. 5. Evaluación de irregularidad por esquinas entrantes. ....	60
Figura 4. 6. Verificación de irregularidad por discontinuidad en el diafragma. ....	60
Figura 4. 7. Revisión de esquina entrante en edificio de acero. ....	64
Figura 4. 8. Revisión de irregularidad de esquina entrante en edificio de acero.....	64
Figura 4. 9. Planta típica de losa a diseñar. ....	68
Figura 4. 10. Diagrama de Momentos en losa.....	69
Figura 4. 11. Diagrama de Cortantes en la Losa. ....	70
Figura 4. 12. Esquema de viga a Diseñar .....	73
Figura 4. 13. Diagrama de Momentos flectores en vigas. ....	74
Figura 4. 14. Diagrama de momentos de viga en análisis. ....	75
Figura 4. 15. Diagrama de Momentos flectores en vigas eje D.....	77
Figura 4. 16. Diagrama de Fuerzas cortantes en vigas. ....	78
Figura 4. 17. Diagrama de Momentos flectores y cortantes en viga adyacente al ascensor.....	80
Figura 4. 18. Diagrama de sección de diseño de placa rectangular. ....	86
Figura 4. 19. Diagrama de iteración de muro de corte rectangular.....	86
Figura 4. 20. Diagrama de iteración de la placa rectangular. ....	87
Figura 4. 21. Diagrama de placa en L en Etabs.....	89
Figura 4. 22. Diagrama de iteración de placa en L.....	90
Figura 4. 23. Cálculo de capacidad de carga y presión admisible. ....	93
Figura 4. 24. Relación entre esfuerzo admisible y módulo de balasto.....	94
Figura 4. 25. Modelado de losa de fundación de espesor constante. ....	94
Figura 4. 26. Desplazamientos verticales en losa de cimentación .....	95
Figura 4. 27. Presiones por cargas de servicio en losa de cimentación. ....	96
Figura 4. 28. Momentos de diseño actuantes en la losa en dirección horizontal. ....	97
Figura 4. 29. Momentos de diseño actuantes en la losa en dirección vertical. ....	98
Figura 4. 30. Cortantes actuantes en la losa en dirección horizontal. ....	98
Figura 4. 31. Cortantes actuantes en la losa en dirección vertical. ....	99
Figura 4. 32. Losa colaborante.....	101



Figura 4. 33. Distribución de perfiles de acero como vigas de entrepiso. ....	106
Figura 4. 34. Momentos de diseño en entrepiso 4.....	107
Figura 4. 35. Diagrama de fuerzas cortantes y momentos en viga adyacente a ascensor. ....	107
Figura 4. 36. Esquema de losa como sección compuesta.....	109
Figura 4. 37. Esquema eje neutro en patín del perfil.....	109
Figura 4. 38. Mecanismos de deformación plástica que conlleva a la rotación en el enlace. ....	113
Figura 4. 39. Esquema de separación de rigidizadores en el enlace. ....	113
Figura 4. 40. Cortante máximo esperado para diseño de viga fuera del enlace. ....	115
Figura 4. 41. Momento Vs Longitud sin soporte lateral.....	116
Figura 4. 42. Gráfico Resistencia por flexocompresión del perfil.....	117
Figura 4. 43. Gráfico considerando cortante máximo que se producirá en el enlace.....	122
Figura 4. 44. Diagrama de fuerzas axiales en columnas en condición de servicio. ....	123
Figura 4. 45. Unión Viga-vigueta. ....	124
Figura 4. 46. Unión Viga 10X26-vigueta 8X35.....	125
Figura 4. 47. Detalles de conexión viga-vigueta. ....	127
Figura 4. 48. Conexión Gusset Plate viga-columna-arriostre.....	130
Figura 4. 49. Conexión columna-placa base .....	140
Figura 4. 50. Esquema de conexión columna-riostre a placa base. ....	144
Figura 4. 51. Losa de fundación para edificio de acero de espesor constante. ....	154
Figura 4. 52. Presiones por cargas de servicio de edificio de acero en losa de cimentación.....	155
Figura 4. 53. Desplazamientos verticales en losa de cimentación de edificio de acero estructural....	156
Figura 4. 54. Momentos de diseño actuantes en la losa de cimentación en franja horizontal. ....	157
Figura 4. 55. Momentos de diseño actuantes en la losa en la franja vertical. ....	157
Figura 4. 56. Fuerzas de corte actuantes en la losa en dirección horizontal. ....	158
Figura 4. 57. Fuerzas de corte actuantes en la losa en la dirección vertical.....	158
Tabla 6. 1. Costo por cada tipo de departamento en concreto armado .....	169
Tabla 6. 2. Costo indirecto de departamento en concreto armado .....	169
Tabla 6. 3. Monto total de inversión en edificio de concreto armado.....	170
Tabla 6. 4. Parámetros financieros iniciales.....	171
Tabla 6. 5. Costos indirectos en edificio de concreto armado .....	171
Tabla 6. 6. Flujo de caja proyectado a lo largo de la vida útil del edificio de concreto armado .....	171
Tabla 6. 7. Costo por cada tipo de departamento en Acero. ....	173
Tabla 6. 8. Costo indirecto de departamento en Acero .....	173
Tabla 6. 9. Parámetros financieros iniciales para edificio de acero .....	175
Tabla 6. 10. Flujo de caja proyectado a lo largo de la vida útil del edificio de acero .....	176
Tabla 6. 11. Análisis de sensibilidad para el edificio en concreto armado vs acero. ....	177
Tabla 6. 12. comparación de escenarios para ambos sistemas con diferentes escenarios .....	177

## **RESUMEN**

En la tesis denominada: “Análisis comparativo estructural y económico al diseñar un edificio multifamiliar de seis pisos de concreto armado y acero, ubicados en la ciudad De Piura”, se realizó un análisis comparativo estructural y económico de ambos sistemas estructurales específicamente en concreto armado; muros estructurales; y en acero estructural, pórticos de acero con arriostres excéntricos (EBF); que se presentan como alternativas para construir un edificio multifamiliar, compuesto por minidepartamentos orientados a un público joven y familias jóvenes recién conformadas.

Para realizar dicho análisis previamente se diseñó todos los elementos estructurales para ambas propuestas de construcción, en concreto armado; sistema de Muros portantes y en Acero estructural; arriostres excéntricos (EBF), todo en conformidad con las normas aplicables del Reglamento Nacional de Edificaciones. Acto seguido se realizó el análisis estructural de ambas estructuras.

En el análisis económico-financiero, se calculó el presupuesto requerido, el VAN y TIR de cada proyecto.

El diseño de ambos edificios se realizó siguiendo la metodología del LRFD, amplificando las solicitaciones ultimas y disminuyendo las resistencias nominales de los miembros estructurales.

Ambos sistemas nos ofrecen rigidez y resistencia ante las solicitaciones de gravedad y sísmicas; sin embargo, al ser la masa de la estructura de acero estructural menor, nos permitió reducir las dimensiones de la cimentación, significando un ahorro de más del 30% en cuanto a la partida de cimentación.

Palabras clave: Arriostres, excéntricos, Muros, estructural, económico.

## **ABSTRACT**

In the thesis called: "Comparative structural and economic analysis when designing a multifamily building of six floors of reinforced concrete and steel, located in the city of Piura", a structural and economic comparative analysis of both structural systems specifically in reinforced concrete was performed ; structural walls; and in structural steel, steel porticos with eccentric bracing (EBF); which are presented as alternatives to build a multifamily building, composed of minidepartments aimed at a young audience and newly formed young families.

To carry out this analysis, all the structural elements were designed for both construction proposals, specifically reinforced; system of bearing walls and structural steel; eccentric bracing (EBF), all in accordance with the applicable regulations of the National Building Regulations. Then the structural analysis of both structures was performed.

In the economic-financial analysis, the required budget, the NPV and IRR of each project were calculated.

The design of both buildings was carried out following the LRFD methodology, amplifying the last requests and reducing the nominal resistance of the structural members.

Both systems offer us rigidity and resistance to gravity and seismic solicitations; However, being the mass of the structural steel structure smaller, it allowed us to reduce the dimensions of the foundation, meaning a saving of more than 30% in terms of the foundation item.

**Keywords:** Arriostres, eccentrics, Walls, structural, economic.

## INTRODUCCION

Según el censo de población del 2017 realizado por el INEI, el departamento de Piura contaba con 1'858,617 habitantes. Actualmente la provincia más poblada es Piura con 773,200 habitantes, así mismo, la densidad poblacional del departamento es de 52.1 habitantes por kilómetro cuadrado. Este promedio es superado por las provincias de Piura (127.24), Paita (76.09) y Sullana (58.57). La mayoría de los piuranos vive en zonas urbanas (74.2%), tendencia que se viene acentuando desde hace una década. Siguiendo la tendencia del aumento de la densidad poblacional de la Provincia de Piura, es que se estima que en los próximos cincuenta años la provincia de Piura cuente con una densidad poblacional tan alta que el territorio de la misma, no sea suficiente para la existencia de viviendas unifamiliares que dicha población demande, motivo por el cual sería necesaria la construcción de edificios multifamiliares que atiendan dicha demanda.

Estos edificios además de ofrecer óptimas condiciones arquitectónicas que generen bienestar y confort a sus ocupantes deberán ofrecer las características requeridas de: funcionalidad, economía, confianza y seguridad que las familias requieren; resistiendo así los eventuales sismos de magnitudes considerables que se produzcan; teniendo en consideración el silencio sísmico que nuestra ciudad registra, todo esto afectando lo menor posible al medio ambiente.

Es así como en vista del panorama descrito, se deberán aplicar “nuevos” sistemas estructurales que nos ofrezcan mejores alternativas y beneficios que los sistemas actualmente “tradicionales” cuyo uso es extensamente difundido y aplicado. Es el caso del Acero Estructural, ASTM-A36, el cual a pesar de tener gran difusión a nivel mundial en nuestro país y específicamente en nuestra ciudad no es considerado como opción al momento de iniciar nuevas edificaciones. Específicamente en la presente tesis se analizará el diseño estructural de una edificación de pórticos con arriostres excéntricos, usando acero como elemento estructural

El estudio se basó en un análisis comparativo estructural y económico del edificio, entre el sistema de muros portantes (concreto armado) y pórticos con arriostres excéntricos (acero estructural). Restringiendo en el aspecto económico al análisis costo beneficio, en cuanto al análisis estructural enfocándose en el comportamiento estructural de la edificación.

**la justificación** de la presente tesis es la necesidad de la evaluación y comparación que se debe dar a distintos sistemas estructurales poco utilizados y difundidos en la industria de la construcción en nuestra región, específicamente los pórticos de acero con arriostres excéntricos, respecto a los sistemas “tradicionales”, a fin de emplear la alternativa más económica y con el mejor comportamiento estructural, para la construcción en nuestra ciudad.

La presente tesis tiene **importancia** en la industria de la construcción e ingeniería por cuanto, como se ha expuesto anteriormente, es necesario exponer y difundir los beneficios económicos y estructurales que nos ofrece el diseñar y construir con acero a comparación del concreto armado en nuestra ciudad.

Se expondrán las ventajas de cada sistema respecto al otro tanto, estructural como económicamente. Siendo el sistema de arriostres excéntricos de acero el de mejores cualidades estructurales, pero de mayores costos de mantenimiento preventivo y correctivo durante su vida útil en contraste con el sistema de muros portantes de concreto armado.

La presente tesis fue estructura en cuatro capítulos:

- I. ASPECTOS DE LA PROBLEMÁTICA, en donde se describió la realidad de la problemática justificación e importancia de la investigación, objetivos generales y específicos y la delimitación de la investigación.
- II. MARCO TEORICO, en donde se expuso las investigaciones precedentes y relacionadas con el tema en análisis, las bases teóricas glosario de términos e hipótesis.
- III. MARCO METODOLÓGICO.
- IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.

Además de los capítulos antes mencionados, se indican las conclusiones, recomendaciones, referencias bibliográficas y anexos.



# **CAPITULO I. ASPECTOS GENERALES DE LA PROBLEMÁTICA**

## **I.1. DESCRIPCIÓN DE LA REALIDAD DE LA PROBLEMÁTICA**

En cuanto a diseño y construcción se refiere, es común utilizar los sistemas Dual y de albañilería confinada para las edificaciones, pues en nuestra región se tiene la idea de que esta es la única manera segura y económica para construir, la falta de difusión de nuevos métodos hace que no las empresas constructoras no se atrevan a construir utilizando métodos como el de construir con acero estructural, el cual ha demostrado en diversos países del mundo; además de presentar un buen comportamiento sísmico; ser económico y rápido en su ejecución. Así mismo y de vital importancia es el comportamiento de las estructuras ante eventos sísmicos propios de nuestro país; al pertenecer al denominado cinturón de fuego; es por ello que como ingenieros civiles debemos poseer conocimiento de los diversos sistemas estructurales que existen en el medio para así poder ofrecer soluciones seguras y económicos ante las exigencias que el sector construcción exige.

Es necesario entonces realizar un análisis comparativo, estructural y económico entre alternativas existentes para diseñar y construir un edificio multifamiliar de mediana altura a fin de estudiar cuales son las diferencias y cualidades que tiene un sistema respecto al otro cuando se diseña y construye en la ciudad de Piura.

## **I.2. FORMULACIÓN Y PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN**

Al realizar un análisis comparativo y económico entre los sistemas estructurales de concreto armado; muros estructurales; acero estructural ASTM-A36; arriostres excéntricos; ¿cuáles son las ventajas estructurales y económicas que posee un sistema estructural sobre el otro; cuál de los dos sistemas estructurales es más conveniente para diseñar y construir un edificio multifamiliar de mediana altura en la ciudad de Piura?

## **I.2. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN**

La presente tesis se realizó por la necesidad que existe en el campo de la construcción de edificios multifamiliares de mediana altura, de analizar y comparar sistemas estructurales convencionales ante sistemas poco difundidos y utilizados en nuestra ciudad, en el presente proyecto de tesis específicamente Muros estructurales de concreto armado y Pórticos de acero arriostrados excéntricamente, previo a la construcción de dicha edificación, a fin de ofrecer a los potenciales residentes de dichas edificaciones la mejor alternativa estructural y económica.

### **I.3. OBJETIVOS**

#### **Objetivo General:**

- Realizar un análisis comparativo estructural y económico de ambos sistemas estructurales, de concreto armado; muros estructurales; y de acero estructural, pórticos arriostrados excéntricamente.

#### **Objetivos Específicos:**

- Diseñar los componentes estructurales de un edificio multifamiliar de seis pisos ubicado en Piura, Urb. Miraflores Country Club II etapa Mz O Lote 29, 30, 31 usando concreto armado como primera alternativa, muros estructurales, y acero estructural ASTM-A36 como una segunda alternativa, porticos de acero con arriostres excéntricos (EBF)
- Realizar el presupuesto del edificio para cada uno de los sistemas estructurales presupuestales.
- Realizar el análisis económico-financiero de la ejecución del edificio con cada sistema estructural.



## **II. MARCO TEORICO**

### **II.1. ANTECEDENTES**

#### **II.1.1. Antecedentes internacionales**

- a. Elías Faddoul Marcel y Romero Castillo David Eduardo (2011) de la Universidad Católica Andrés Bello-Venezuela realizaron la tesis denominada: “EFECTOS DEL ARRIOSTRAMIENTO EN ESTRUCTURAS APORTICADAS DE ACERO”, con el objetivo de estudiar los efectos de los arriostramientos en estructuras aporticadas de acero, concluyendo que los arriostramientos concéntricos generan menos desplazamientos que los arriostramientos excéntricos, así mismo, concluyó que los diafragmas de fuerza tanto axial, corte y momento se mantienen de la misma forma para los pórticos de 5, 10 a 15 pisos , es decir de manera general los diafragmas se comportan de la misma manera.
- b. Pablo Benedicto Zambrano Leiva (2008), de la Universidad Austral De Chile, realizó el proyecto de tesis denominado: “DISEÑO SISMORRESISTENTE DE CONEXIONES RÍGIDAS VIGA-COLUMNA Y ARRIOSTRAMIENTOS EXCÉNTRICOS PARA UN EDIFICIO DE ACERO DE 15 PISOS EMPLAZADO EN LA CIUDAD DE VALDIVIA”, con el objetivo de Diseñar las conexiones rígidas viga – columna involucradas en el sistema sismorresistente de un edificio de acero de 15 pisos, estructurado en base a marcos de momento y pórticos de arriostramiento excéntrico perteneciente al área inmobiliaria, empleando el documento Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings (FEMA-350, 2000) y el código de diseño Seismic Provisions for Structural Steel Buildings de la AISC (AISC 341, 2005). Todo esto regularizado por la normativa sísmica chilena correspondiente (INN, 1996) y apoyado en ensayos y estudios realizados en países tales como Estados Unidos; concluyendo entre otros, que los arriostramientos excéntricos se presentan como una alternativa viable para ser utilizados en estructuras de acero del área inmobiliaria en países de alta sismicidad como el nuestro, tanto en su diseño como ejecución. Este sistema estructural además de proveer a los edificios de un disipador histérico de comprobada efectividad, proporciona una óptima rigidez frente a cargas laterales limitando los desplazamientos horizontales entre pisos.

- c. Ricky Alejandro Carrillo Cobeña (2015), de la Universidad De Guayaquil de Ecuador, desarrolló el proyecto de tesis denominado: “ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE SISTEMA A MOMENTO Y SISTEMA ARRIOSTRADO CONCÉNTRICO DE UNA EDIFICACIÓN DE ESTRUCTURA METÁLICA”; con el objetivo de Analizar y comparar el comportamiento entre un sistema a momento y un sistema arriostrado concéntricamente de una edificación de estructuras metálicas. Concluyendo que los arriostramientos son elementos rigidizadores que amplifican la resistencia a las fuerzas laterales de la estructura, disminuyendo de esta manera las derivas de piso, así mismo, el periodo fundamental de la estructura. Además de ello, indica que Con ayuda de los arriostramientos podemos disminuir secciones y a su vez peso en la estructura pasaría por longitud de arriostramiento.

### **II.1.2. Antecedentes nacionales**

- a. Jorge Fernando Condori Montero (2013), de la Universidad Privada Del Norte de Cajamarca, desarrolló el proyecto de tesis denominado: “DISEÑO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CUATRO PISOS EN ESTRUCTURA DE ACERO Y ENTREPISOS DE CONCRETO”, en ella realizó el diseño estructural de la edificación de acero con arriostres concéntricos especiales. Concluyendo que se puede asegurar un buen comportamiento ante acciones sísmicas al construir un edificio de acero, así mismo, el costo de construir en acero es de S/.339.63 monto aceptable considerando que la misma edificación construida en concreto tendría un costo de S/.323.41.
- a. Morales Ore Elmer Alvarado (2017), de la UNIVERSIDAD CONTINENTAL DE HUANCAYO, desarrolló el proyecto de tesis denominado: “DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 3 NIVELES CON ESTRUCTURA METALICA PARA USOS MULTIPLES EN LA UNIVERSIDAD CONTINENTAL SEDE HUANCAYO”, en ella realizó una amplia exposición de la teoría existente respecto al diseño de la edificación para luego diseñarla, postulando como hipótesis que el sistema más adecuado para construir en la zona de Huancayo es pórticos ordinarios excéntricamente arriostrados. Concluyendo que El tipo de sistema estructural en acero que garantiza un mejor comportamiento de acuerdo a la norma E.030 de diseño sismorresistente, por estar ubicada en una zona 2 y ser una categoría A2 es el sistema estructural de “Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)”.



- b. Ámbar Alessandra Tong San Guzmán (2014), de la Universidad Ricardo Palma de Lima, realizó el proyecto de tesis denominado: “FACTIBILIDAD DEL USO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS EN EL DISEÑO DE VIVIENDAS MULTIFAMILIARES”, con el objetivo de demostrar que es factible la construcción de edificios de estructura metálica, buscaba demostrar que la diferencia entre la construcción en acero estructural y concreto armado no difieren significativamente, así mismo, postulaba que la construcción en acero era más rápida que en concreto. Concluyendo que, tanto en concreto como el acero presentan ventajas y desventajas, las cuales fueron mencionadas, esto no significa que un material descarte al otro, sino que ambos materiales se presentan como opción en la construcción y que el acero representa una opción para el cuidado del medio ambiente al ser construcciones con elementos estructurales que pueden ser reciclados.

### **II.1.3. Antecedentes regionales**

- a. Agurto Mogollón Oliver Mario (2014), de la Universidad Nacional de Piura, desarrolló la tesis denominada: “COMPARACIÓN ESTRUCTURAL Y ECONÓMICA AL DISEÑAR UN EDIFICIO DE 5 NIVELES CON 1 SÓTANO, USANDO ACERO ESTRUCTURAL Y CONCRETO.” en ella diseñó el edificio de 5 niveles destinado a oficinas en Acero Estructural, con la finalidad de demostrar su hipótesis de que la misma estructura, pero diseñada y construida con marcos flexibles arriostrados habría sido un 30% a 40% más económica que en Concreto armado, así mismo, postulaba que la construcción de dicho edificio en acero estructural podría efectuarse en la mitad del tiempo que en concreto armado. Concluyó que La diferencia de costo entre el diseño del edificio usando Acero con respecto al diseño del edificio diseñado en Concreto Armado es aproximadamente 1.44% más barato la construcción a favor del diseño en Acero, así mismo, La construcción del edificio diseñado en Acero es aproximadamente 45.63% más rápido que si se construyera usando Concreto Armado.
- b. HANS JHOEL SILUPU MARIN (2017), de la Universidad Nacional de Piura desarrolló la tesis denominada: “COMPARACIÓN DE COSTOS, PRESUPUESTOS Y PROGRAMACIÓN DE OBRA AL DISEÑAR UN EDIFICIO DE 3 NIVELES USANDO ACERO Y CONCRETO COMO MATERIALES ESTRUCTURALES”, en ella analizó las ventajas y desventajas que el Acero brinda en cuanto a costos y procesos de construcción respecto al Concreto Armado.

## II.2. SISTEMAS ESTRUCTURALES

La norma Técnica Peruana de Diseño sismorresistente del 2018 (E.030,2018), define cinco sistemas estructurales: Estructuras de Concreto Armado, Estructuras de Acero, Estructuras de Albañilería, Estructuras de Madera, Estructuras de Tierra, el tesista se enfocó en los dos primeros.

### II.2.1. Estructuras de concreto armado

Las estructuras de concreto armado son aquellas estructuras que se diseñan y se construyen en cumplimiento de lo normado en la norma Técnica Peruana de Diseño En Concreto Armado (E.060), cuyo elemento estructural es el concreto reforzado con cuantías de acero según sea necesario. la E.030 (2018) define los siguientes sistemas estructurales:

**Pórticos.** Por lo menos el 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.

**Muros estructurales.** Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70 % de la fuerza cortante en la base.

**Dual.** Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros está entre 20 % y 70 % del cortante en la base del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 30 % de la fuerza cortante en la base.

**Edificaciones de muros de ductilidad limitada (EMDL).** Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado de espesores reducidos, en los que se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa. Con este sistema se puede construir como máximo ocho pisos.

#### a) Ventajas del concreto armado frente a otros materiales

Entre las ventajas que posee el concreto armado, frente a otros materiales Harmsen indica:

- Durabilidad al transcurrir los años y poca inversión requerida para realizar el mantenimiento de la estructura.
- Gran resistencia a la compresión frente a otros materiales
- Resistencia ante la acción del agua
- Mayor resistencia al fuego en comparación que la madera y el acero.
- Versátil en cuanto al encofrado que se disponga, es fácil de moldear.
- Les confiere un carácter monolítico a sus estructuras a lo que le permite resistir más eficientemente las cargas laterales de viento y sismo.

- No se requiere de mano de obra calificada.
  - Su gran rigidez y masa evitan problemas de vibraciones en las estructuras erigidas con él.
  - En la mayoría de lugares es el material más económico.
  - Por su peso específico, la influencia de las variaciones de las cargas móviles es menor.
- (Harmsen; 2005)

#### **b) Desventajas del concreto armado frente a otros materiales**

- Tiene poca resistencia a la tracción, aproximadamente la décima parte de su resistencia a la compresión. Aunque el acero se coloca de modo que absorba estos esfuerzos, la formación de grietas es inevitable.
- Requiere de encofrado lo cual implica su habilitación, vaciado, espera hasta que el concreto alcance la resistencia requerida y desencofrado. con el tiempo que estas operaciones implican. El costo del encofrado puede alcanzar entre un tercio y dos tercios del costo total de la obra.
- Su relación resistencia a la compresión versus peso está muy por debajo que la correspondiente al acero, el cual es más eficiente cuando se trata de cubrir grandes luces. El concreto requiere mayores secciones y por ende el peso propio es una carga muy importante en el diseño.
- Requiere de un permanente control de calidad, pues ésta se ve afectada por las operaciones de mezcla, colocación, curado, etc.
- Presenta deformaciones variables con el tiempo. Bajo cargas sostenidas, las deflexiones en los elementos se incrementan con el tiempo. (Harmsen; 2005)

#### **II.2.1.1. Métodos de diseño**

Existen dos métodos de diseño, el método por diseño elástico o cargas de servicio y el diseño plástico o por cargas ultimas.

En nuestro país se emplea el método de diseño plástico, por tal razón el tesista utilizo este método para diseñar cada uno de los elementos estructurales, este método consiste en utilizar factores de amplificación de cargas y de reducción de la resistencia de los elementos estructurales; estos factores están especificados en la Norma E.060 de concreto armado.

## II.2.2 Estructuras de acero

Nuestra norma (E. 030,2018) define los siguientes sistemas estructurales de acero:

**Pórticos especiales resistentes a momentos (SMF)** Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la fluencia por flexión de las vigas y limitada fluencia en las zonas de panel de las columnas. Las columnas deberán ser diseñadas para tener una resistencia mayor que las vigas cuando estas incursionan en la zona de endurecimiento por deformación.

**Pórticos intermedios resistentes a momentos (IMF)** Estos pórticos deberán proveer una limitada capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.

**Pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMF)** Estos pórticos deberán proveer una mínima capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.

**Pórticos especiales concéntricamente arriostrados (SCBF)** Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la resistencia post-pandeo en los arriostres en compresión y fluencia en los arriostres en tracción.

**Pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados (OCBF)** Estos pórticos deberán proveer una limitada capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.

**Pórticos excéntricamente arriostrados (EBF)** Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica principalmente por fluencia en flexión o corte en la zona entre arriostres.

El acero como elemento estructural tiene ventajas y desventajas frente a otros elementos como el concreto. A continuación, se describen las mismas.

### a. Ventajas del acero como material estructural

Respecto a las ventajas del acero como material estructural, diversos autores tanto locales, nacionales e internacionales, enuncian principalmente la reducción del tiempo de ejecución de obra, el costo de la cimentación, el comportamiento estructural del acero y el ser reutilizable, así tenemos:

- Alta resistencia
- Uniformidad
- Elasticidad
- Durabilidad
- Ductilidad
- Tenacidad
- Ampliaciones de estructuras existentes
- Propiedades diversas Otras ventajas importantes del acero estructural son:

- Gran facilidad para unir diversos miembros por medio de varios tipos de conexión como son las soldaduras, los tornillos y los remaches.
- Posibilidad de prefabricar los miembros.
- Rapidez de montaje.
- Gran capacidad de laminarse en una gran cantidad de tamaños y formas varias.
- Resistencia a la fatiga.
- Reusó posible después de desmontar una estructura
- Posibilidad de venderlo como “chatarra” aunque no pueda utilizarse en su forma existente. El acero es el material más reutilizable por excelencia. (Mc Cormac, 2012, p.1)

#### **b. Desventajas del acero como material estructural**

El acero como elemento estructural presenta las siguientes desventajas:

- Costo de mantenimiento
- Costo de la protección contra el fuego:
- Susceptibilidad al pandeo
- Fatiga
- Fractura frágil (Mc Cormac, 2012, p2)

### **II.2.2.1. Propiedades mecánicas del acero**

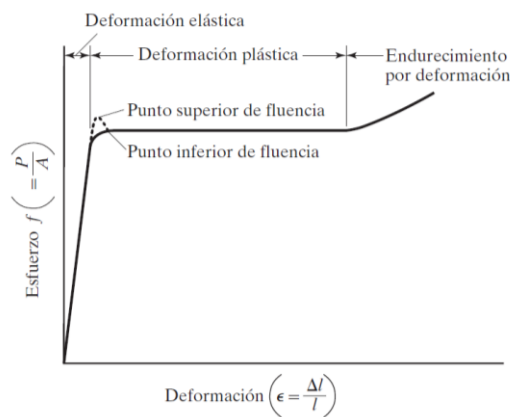
- Punto de fluencia:** Es el esfuerzo para el cual la deformación presenta un gran incremento sin que haya un aumento correspondiente en el esfuerzo. Esto queda indicado por la porción plana del diagrama esfuerzo-deformación, denominado meseta. de fluencia o rango plástico. El concepto de punto de fluencia es característico de los aceros dulces debido a que su diagrama esfuerzo – deformación muestra claramente el mismo.
- Resistencia de fluencia:** Es un punto específico de la curva esfuerzo-deformación de ciertos aceros, cuando no hay un punto preciso de fluencia (el concepto de resistencia de fluencia es característico de los aceros de alta resistencia tratados térmicamente). Que se establece trazando una paralela a la parte inicial elástica de la curva, desfasada una cantidad igual a un 0.2% de deformación unitaria, ya que estos aceros no tienen la amplia parte plana correspondiente al rango plástico. (Morales, 2017, pp. 48)
- Esfuerzo de fluencia ( $F_y$ ):** El esfuerzo de fluencia es tanto el punto de fluencia, la resistencia de fluencia o ambos, el símbolo  $F_y$  designa el esfuerzo de fluencia. Los aceros estructurales actuales están disponibles con esfuerzos de fluencia de 32 ksi a 150 ksi.
- Límite de proporcionalidad ( $F_{pl}$ ):** Es el esfuerzo máximo para el cual es válida la ley de Hooke, referente a los esfuerzos directamente proporcionales a las deformaciones.

La pérdida de proporcionalidad para que no llegue al punto de fluencia se debe a la presencia de los esfuerzos residuales. En general se acepta que  $F_{pl} = 0.87F_y$ .

- e. **Esfuerzo último o resistencia a la fractura ( $F_u$ ):** Es el esfuerzo de falla del espécimen, que se obtiene al dividir la máxima carga aplicada en una prueba de tensión entre el área de la sección transversal original. (Morales, 2017, pp. 48)
- f. **Módulo de elasticidad ( $E$ ):** La elasticidad de un material es su capacidad de volver a la forma original después de sucesivos ciclos de carga y descarga. El módulo de elasticidad o módulo de Young es la pendiente del diagrama esfuerzo – deformación de la región elástica ( $E = f/\epsilon$ ), es la medida de la rigidez en el rango elástico. El valor del módulo de elasticidad es de  $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$  (29000 ksi) para todos los aceros estructurales.
- g. **Módulo de elasticidad tangente ( $E_t$ ):** Es la pendiente de la tangente a la curva esfuerzo-deformación, trazada en cualquier punto situado arriba del límite de proporcionalidad. Representa la rigidez del material en el intervalo inelástico.
- h. **Módulo de endurecimiento por deformación ( $E_{st}$ ):** Es la pendiente de la curva esfuerzo-deformación en el rango de endurecimiento por deformación. Tiene su valor máximo en el inicio del rango de endurecimiento por deformación. Este endurecimiento final explica la resistencia encontrada en elementos de acero que han sobrepasado la zona plástica. Su valor varía entre 600 a 800 ksi. (Morales, 2017, pp. 49)
- i. **Relación de poisson ( $\mu$ ):** Se denomina a la relación entre la deformación unitaria transversal y la deformación unitaria longitudinal del acero, bajo una carga axial dada para esfuerzos por debajo del límite proporcional ( $\mu = -\frac{\epsilon_x}{\epsilon_z} = -\frac{\epsilon_y}{\epsilon_z}$ ). La relación de poisson para el acero es alrededor de 0.3 en el rango elástico y de 0.5 en el rango plástico.
- j. **Módulo de cortante ( $G$ ):** Conocido también como el módulo de rigidez, es la relación del esfuerzo cortante a la deformación unitaria por cortante, dentro del rango elástico. El módulo de cortante de cualquier material elástico se calcula como: ( $G = \frac{E}{2(1+\mu)}$ ), con  $\mu = 0.3$  y  $E = 29000 \text{ Ksi}$  para el Acero, se tiene  $G=11154 \text{ ksi}$  un valor conservador es de 11200 Ksi para todos los aceros estructurales.
- k. **Coefficiente de expansión térmica ( $\alpha$ ):** El esfuerzo de fluencia, el esfuerzo último de tensión y el módulo de elasticidad de todos los aceros estructurales disminuyen con los incrementos de temperatura. El coeficiente de expansión térmica es:  $\alpha = 11.25 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}$  sabiendo que  $^\circ\text{C} = 5/9 (^\circ\text{F} - 32)$ . (Morales, 2017, pp. 49)
- l. **Peso volumétrico del acero ( $\gamma$ ):** El peso volumétrico del acero es de 7.85 tn/m<sup>3</sup>.

- m. Ductilidad:** Es la capacidad del acero que le permite ser sometido a gran deformación antes de quebrarse o fracturarse. Una medida de la ductilidad es el porcentaje de elongación ( $\delta e = (Lf - Lo)/Lo \times 100$ ).
- n. Tenacidad:** Es la capacidad del acero de absorber energía cuando están sometidos a una carga de impacto. (Morales, 2017, p.50)
- o. Plasticidad:** Deformación plástica es la deformación permanente provocada por un esfuerzo igual o superior al límite de fluencia.
- p. Soldabilidad:** Capacidad del acero a ser soldado y depende de la composición química y es muy sensitiva al contenido de carbono en su masa.
- q. Resistencia a la fatiga:** Es el esfuerzo al cual el acero falla bajo aplicaciones repetidas de carga. La fractura es causada por un número suficientemente grande de repeticiones de esfuerzos, esfuerzos cíclicos o pulsantes, o inversiones de esfuerzos. Ahí donde existe una pequeña imperfección, la aplicación de esfuerzos tiende a producir una fractura del material. Se forma una grieta y dependiendo del nivel de esfuerzos progresa rápida o lentamente hasta la ruptura del miembro. (Morales, 2017, p.50)

En la figura 2.1 se muestra un diagrama esfuerzo – deformación para acero estructural conocido. Solo se muestra la parte inicial de la curva por la gran deformación que ocurre antes de la falla. En la falla de los aceros dulces, las deformaciones totales son del orden de 150 a 200 veces las deformaciones elásticas.



**Figura 2. 1. Diagrama de esfuerzo-deformación característico de un acero estructural dulce o con bajo contenido de carbono a temperatura ambiente.**

Fuente: Diseño de Estructuras de acero (Mc. Cormac, Csernak; 2012)

Una propiedad muy importante de una estructura que no haya sido cargada más allá de su punto de fluencia, es que recuperará su longitud original cuando se le retire la carga. Si se hubiere llevado más allá de este punto, solo alcanzaría a recuperar parte de su dimensión original. Este

conocimiento conduce a la posibilidad de probar una estructura existente mediante carga, descarga y medición de deflexiones. Si después de que las cargas se han retirado, la estructura no recupera sus dimensiones originales, es porque se ha visto sometida a esfuerzos mayores que su punto de fluencia. (Mc Cormack; 2013, p 24)

#### **II.2.2.2. Enfoques de diseño estructural en acero**

El diseño de un miembro estructural implica la selección de una sección transversal que resista con seguridad y económicamente las cargas aplicadas.

En cuanto a economía se refiere a lograr el peso mínimo, es decir una cantidad mínima de acero. Esta cantidad corresponde a la sección transversal con el menor peso por pie, que es aquella con la menor área transversal. Aunque otras consideraciones, como la facilidad de la construcción, puede afectar la selección del tamaño de un miembro, el proceso comienza con a la selección del perfil más ligero que cumpla la función deseada. Una vez establecido este objetivo, el ingeniero debe decidir cómo hacerlo con seguridad, que es donde entran en juego los diferentes enfoques de diseño. **Existen esencialmente tres enfoques diferentes:**

##### **A. Diseño por esfuerzos permisibles:**

Un miembro se selecciona de manera que tenga propiedades transversales como área y momento de inercia suficientemente grandes para prevenir que el esfuerzo máximo exceda un esfuerzo permisible, este esfuerzo permisible estará en el rango elástico del material y será menor que el esfuerzo de fluencia  $F_y$ . Un valor típico sería  $0.6 F_y$ . El esfuerzo permisible se obtiene dividiendo el esfuerzo de fluencia  $F_y$  o bien la resistencia última de tensión  $F_u$ , entre un factor de seguridad. Este enfoque de diseño se llama también diseño elástico o diseño por esfuerzos de trabajo. Los esfuerzos de trabajo son aquellos que resultan de las cargas de trabajo que son las aplicadas. Las cargas de trabajo se conocen también como cargas de servicio. Un miembro apropiadamente diseñado quedara sometido a esfuerzos no mayores que el esfuerzo permisible bajo cargas de trabajo. (Segui, 1999)

##### **B. Diseño plástico:**

Se basa en una consideración de las condiciones de falla en vez de consideraciones de las cargas de trabajo. Un miembro se selecciona usando el criterio que la estructura fallara bajo una carga considerablemente mayor que la carga de trabajo. la falla en este contexto significa el colapso o deformaciones extremadamente grandes. Se usa el termino plástico porque en la falla, las partes del miembro estarán sometidas a deformaciones muy grandes que introducen al miembro en el rango plástico cuando la sección entera se plastifica en suficientes localidades, se formaran articulaciones plásticas en estas localidades, creándose un mecanismo de colapso. Como las cargas reales serán inferiores a las cargas de falla por un factor de seguridad conocido como factor de carga, los miembros



diseñados de esta manera no son inseguros, a pesar de ser diseñados con base en lo que sucede en la falla. (Segui, 1999)

El procedimiento de diseño es aproximadamente como sigue:

- Multiplique las cargas de trabajo (cargas de servicio) por el factor de carga para obtener las cargas de falla.
- Determine las propiedades de la sección transversal necesarias para resistir la falla bajo esas cargas (se dice que un miembro con esas propiedades tiene suficiente resistencia y que estará a punto de fallar cuando se someta a cargas factorizadas).
- Seleccione el perfil más ligero con la sección trasversal que tenga esas propiedades.

Los miembros diseñados por teoría plástica alcanzan el punto de falla bajo las cargas factorizadas, pero son seguro bajo las cargas de trabajo reales. (Segui, 1999)

### **C. Diseño por factores de carga y resistencia**

Es similar al diseño plástico en tanto que se considera la resistencia o la condición de falla. Los factores de carga se aplican a las cargas de servicio y se selecciona un miembro que tenga suficiente resistencia frente a las cargas factorizadas. Además, la resistencia teórica del miembro es reducida por la aplicación de un factor de resistencia. El criterio que debe satisfacerse es:

$$Carga\ Factorizada \leq resistencia\ factorizada$$

En esta expresión, la carga factorizada es realmente la suma de todas las cargas de servicio que resista el miembro, cada una multiplicada por su propio factor de carga por ejemplo las cargas muertas tienen otros factores de carga distintas a las cargas vivas. La resistencia factorizada es la resistencia teórica multiplicada por un factor de resistencia.

$$\sum (Cargas \times factores\ de\ carga) \leq resistencia \times factor\ de\ resistencia$$

La carga factorizada es una carga de falla mayor que la carga de servicio real total por lo que los factores de carga son usualmente mayores que la unidad. Sin embargo, la resistencia factorizada es una resistencia reducida y el factor de resistencias es usualmente menor que la unidad. Las cargas factorizadas son las cargas que llevan a la estructura o al elemento a su límite. En términos de seguridad, este estado limite puede ser fractura, fluencia o pandeo y la resistencia factorizada es la resistencia útil del miembro, reducida del valor teórico por el factor de resistencia. El estado limite puede ser uno de servicio, como la deflexión máxima aceptable. (Segui; 1999; p.p. 18,19)

### II.2.2.3. Cargas de diseño

Según Mc Cormack (2012) existen las siguientes cargas de diseño que deben considerarse:

- a. Cargas ambientales
- b. Cargas muertas
- c. Carga viva
- d. cargas sísmicas

### II.2.2.4. Combinaciones de carga para el método LRFD

A continuación, se muestran las combinaciones a aplicar según este método:

1.  $U = 1.4D$ .
2.  $U = 1.2D + 1.6L + 0.5 (L \text{ o } S \text{ o } R)$
3.  $U = 1.2D + 1.6(L \text{ o } S \text{ o } R) + (L^* \text{ o } 0.5W)$
4.  $U = 1.2D + 1.0W + L^* + 0.5(L \text{ o } S \text{ o } R)$
5.  $U = 1.2D + 1.0E + L^* + 0.2S$
6.  $U = 0.9D + 1.0W$
7.  $U = 0.9D + 1.0E$

### II.2.2.5. Clasificación de secciones

Un aspecto fundamental para la evaluación y control del problema de pandeo local es la clasificación de secciones de acero en dos o tres grupos a partir de la relación anchura-espesor,  $b/t$  o  $h/t_w$ , de los elementos componentes de la sección (algunos autores denominan como esbeltez local a esta relación, por analogía con el fenómeno de pandeo global). (Crisafulli; 2018)

**A. En el caso de miembros flexionados**, las secciones se clasifican en tres grupos, según las siguientes condiciones:

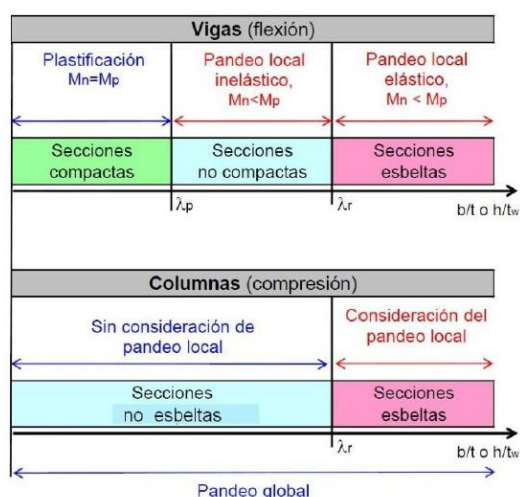
- **Secciones compactas:** las alas están vinculadas en forma continua con el alma o las almas y todos los elementos comprimidos cumplen que la relación anchura-espesor no excede el valor  $\lambda_p$ .
- **Secciones no compactas:** todos los elementos comprimidos cumplen que la relación anchura-espesor no excede el valor  $\lambda_r$ .
- **Secciones esbeltas:** al menos un elemento comprimido cumple que la relación anchura-espesor es mayor que  $\lambda_r$ .

**B. En el caso de miembros comprimidos**, las secciones se clasifican en dos grupos, según las siguientes condiciones:

- **Secciones no esbeltas:** todos los elementos componentes cumplen que la relación anchura-espesor es menor o igual que el valor  $\lambda_r$ .
- **Secciones esbeltas:** al menos un elemento cumple que la relación anchura-espesor es mayor que  $\lambda_r$  donde  $\lambda_p$  y  $\lambda_r$  son esbelteces límites cuyo valor se determina a partir de la Tabla B4.1a del reglamento ANSI/ AISC 360-10, según el tipo de elemento, el estado de sollicitación y de otras características de la sección.

La Figura 2.2. presenta un esquema general donde se muestra el efecto que la clasificación de secciones tiene para el diseño de vigas y columnas. En el caso de miembros comprimidos con secciones esbeltas se considera la posibilidad de ocurrencia del pandeo local, para lo cual se define un factor de reducción  $Q$  que disminuye la tensión crítica usada en la verificación. Si la sección de la columna es no esbelta sólo se consideran los estados límites de pandeo global.

Para el diseño de miembros flexionados las especificaciones ANSI/AISC 360-16 consideran que la plastificación de la sección se logra sólo en el caso de secciones compactas. Para los otros dos tipos de secciones, el momento nominal,  $M_n$ , es menor que el momento de plastificación de la sección,  $M_p$ , de modo de considerar la ocurrencia del pandeo local. Se considera que las secciones compactas pueden desarrollar una capacidad de rotación de 3 (esto es la rotación máxima es 3 veces la rotación de fluencia), antes de que se inicie en alguno de los elementos el pandeo local. Las secciones no compactas pueden desarrollar fluencia en forma parcial, dado que la ocurrencia del pandeo local no permite la formación de una rótula plástica. Por último, las secciones esbeltas no permiten el desarrollo de la fluencia en la sección porque el pandeo local ocurre primero. (Crisafulli, 2018).



**Figura 2. 2. Clasificación de acero para definir la consideración del pandeo local en vigas y columnas**

Fuente: Diseño sismorresistente de construcciones de acero, (Crisafulli, 2018)

#### II.2.2.6. Tipos de conexiones

Según el Instituto americano de Construcción en Acero (AISC, 2016), el comportamiento y tipo de las conexiones es usualmente definida por la relación momento-rotación. El código AISC clasifica las conexiones dependiendo de su relación momento-rotación.

**a) Conexiones Simples.** - que son aquellas las cuales no transmiten momentos y que se suponen permiten la rotación relativa de los miembros que se conectan.

**b) Conexiones de Momento.** - Estas conexiones, como su nombre lo indica, tienen la capacidad de transmitir momentos entre los elementos que se conectan, las cuales se clasifican en:

- **Completamente restringidas (FR).** - son conexiones suficientemente rígidas y que tienen un grado de restricción tal que no permiten la rotación entre los miembros conectados.

- **Parcialmente restringidas (PR).** - este tipo de conexiones transmiten momento, pero tienen una rigidez insuficiente para mantener sin cambio las rotaciones u ángulos originales entre los elementos conectados.

## II.3. DISEÑO SISMORESISTENTE

### II.3.1. Aspectos generales de sismología

El Ing. Luis Miguel Bozzo (2008) expone en su libro Diseño sismorresistente de edificios conceptos fundamentales de sismología, los cuales a continuación se exponen:

#### II.3.1.1. Conceptos básicos de sismología

**Magnitud:** se refiere a la energía total disipada en los terremotos calculada a partir de registros sísmicos.

**Intensidad:** parámetro que describe los daños producidos en edificios y estructuras, así como sus consecuencias sobre el terreno y los efectos sobre las personas.

**Duración efectiva de un sismo:** es difícil definir la duración efectiva de un sismo se propone la duración acotada como el tiempo en el que la sacudida se mantiene por encima de un cierto umbral de aceleración por encima de los 0.05 g.

**Sismicidad:** es considerada como la distribución espacio-tiempo de los terremotos en la tierra y de sus efectos destructivos, obtenidos a partir de la recopilación histórica, ha originado los catálogos sísmicos. Es importante indicar que el riesgo sísmico no puede medirse a partir de la actividad sísmica reciente, la historia ha demostrado que las zonas en las que donde se producen actividades sísmicas con menos frecuencia, son las zonas en las que se pueden producir terremotos de grandes magnitudes, debido a la falta de liberación de energía producto del movimiento de las placas tectónicas. (Bozzo, 2008, p.p.4-8)

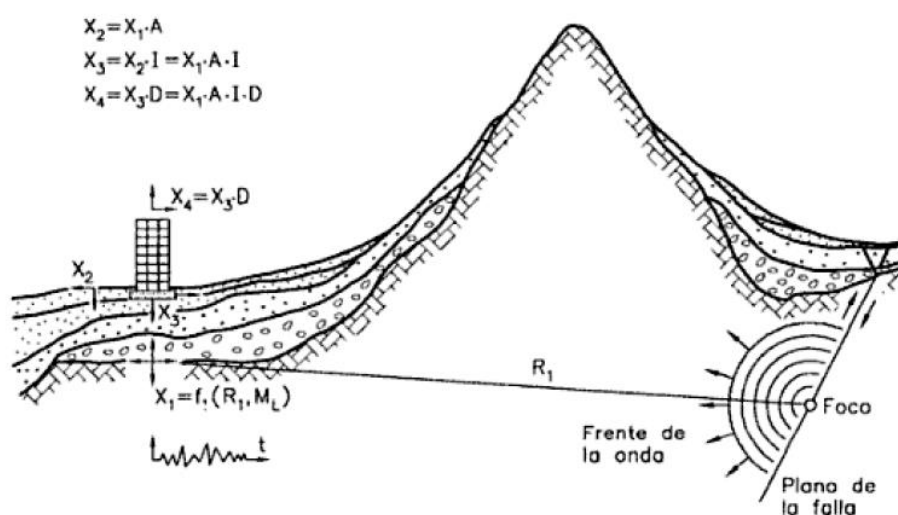
#### II.3.1.2. Potencial destructivo de los terremotos

Bozzo (2008), expone las condiciones generales que determinan la ocurrencia de un desastre por terremoto son cuatro:

- **La severidad del terremoto:** ya que un sismo pequeño no induce en el terreno un movimiento, lo suficientemente fuerte para producir daños estructurales considerables.
- **La fuente sísmica:** deberá ser lo suficientemente cercana al área urbana para producir daños.
- **El tamaño distribución y desarrollo económico de las poblaciones afectadas.**
- **La preparación contra el sismo:** entendido como el grado de respuesta de la población y las medidas de prevención que se toman frente a la posibilidad de un terremoto.

### II.3.1.3 Peligrosidad sísmica

Por peligrosidad sísmica de una zona se entiende cualquier descripción de los efectos provocados por terremotos en el suelo de dicha zona (Udiaz y Mezcua 1986, Bertero 1992). Según Miguel Bozzo estos efectos pueden ser representados mediante la aceleración, la velocidad o el desplazamiento sísmico del terreno o también utilizando la intensidad macro sísmica de la zona. Para evaluar la peligrosidad, es necesario analizarlos fenómenos que ocurren desde la emisión de las ondas sísmicas en el foco hasta que dichas ondas alcanzan la zona en estudio. (Bozzo, 2008, pp.12)



**Figura 2. 3. Propagación de la energía sísmica desde el epicentro hasta la estructura**

Fuente: Diseño sismorresistente de edificios (Bozzo, 2008)

### II.3.2 Consideraciones generales

Nuestra norma (E.030,2018), especifica las consideraciones que debemos tener en cuenta para asegurar que las edificaciones que proyectemos cumplan con el objetivo principal de toda edificación, proteger la vida humana. En general las edificaciones deben cumplir con los siguientes objetivos del diseño sismorresistente:

- Para sismos de intensidad reducida: Sin daños
- Para sismos de intensidad moderada: daño limitado en los componentes estructurales.
- Para Sismos severos (sismo de diseño): prevención del colapso se aceptan daños en componentes estructurales y no estructurales.

Tal como indica Crisafulli (2018) Las estructuras sismorresistentes, salvo casos especiales, se diseñan para responder en rango inelástico, de modo de desarrollar ductilidad y disipar energía durante la ocurrencia de un terremoto severo. Es por ello que las fuerzas o aceleraciones obtenidas a partir del espectro de diseño (espectro elástico) son reducidas mediante un factor de modificación de respuesta, R. De esta forma el espectro de diseño elástico se transforma, a través del factor R, en un espectro de diseño inelástico.

Según expone Bozzo (2008), existen tres conceptos básicos de ingeniería estructural, que presentan fundamental importancia en el diseño de estructuras sismorresistentes y caracterizan la respuesta estructural: rigidez, resistencia y ductilidad. Es importante aclarar que estos tres parámetros pueden definirse a distintos niveles dentro de la estructura, ya sea que se considere el material, las secciones, los miembros y conexiones o el sistema estructural completo.

**Rigidez:** La rigidez estructural mide la mayor o menor capacidad para deformarse de un miembro, conexión o estructura y se cuantifica, en general, como la relación entre una fuerza (o momento) y un desplazamiento (o rotación). la Norma E.030 del 2016 evaluaba la irregularidad de rigidez estructural en base a las distorsiones (derivadas) de entrepiso, indicando que habrá irregularidad de rigidez si la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. Sin embargo, ello fue modificado en el 2018 pues ahora se evalúa la rigidez de cada entrepiso.

**Resistencia:** la resistencia es la capacidad que tiene la estructura proyectada ante diversas sollicitaciones, ya sea fuerza cortante o axial, momento flector o torsor se distinguen los siguientes tipos de resistencia: Resistencia Nominal, Resistencia de diseño, resistencia esperada y resistencia requerida.

**Ductilidad ( $\mu$ ):** es la capacidad de un material de deformarse plásticamente sin romperse. Así un material es dúctil si es capaz de deformarse de manera permanente y apreciable en el rango inelástico antes de fallar. Tanto la capacidad de absorción de energía como la de disipación de energía de un material dependen de la ductilidad. La ductilidad se puede expresar matemáticamente de la siguiente manera:

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}$$

Donde:

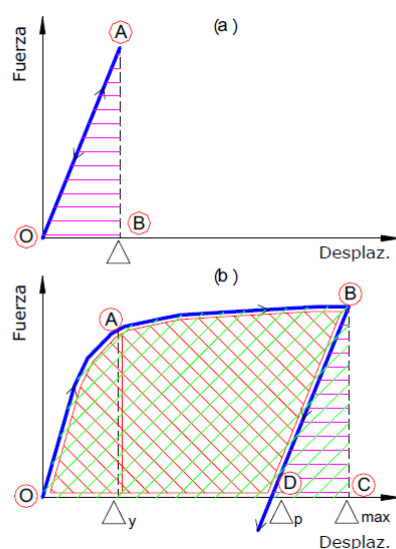
$\Delta_{max}$  es el máximo desplazamiento lateral de la estructura bajo la acción del sismo.

$\Delta_y$  es el desplazamiento de fluencia.

Alternativamente, también puede definirse para cuantificar la capacidad o ductilidad disponible. En este segundo caso, se determina como:

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}$$

Donde  $\Delta u$  es el desplazamiento último que el sistema puede resistir.



**Figura 2. 4. Diagramas fuerza-desplazamiento de un sistema lineal y elástico y de un sistema inelástico para explicar los conceptos de energía absorbida y disipada.**

Fuente: Diseño sismorresistente de construcciones de acero, (Crisafulli,2018)

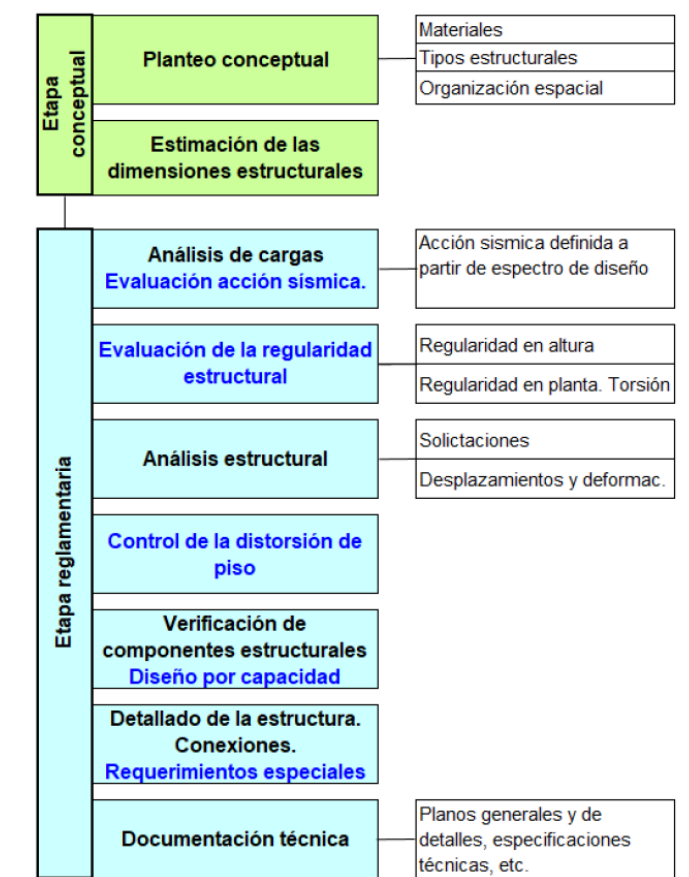
De la figura antes adjunta se puede indicar que el área BDC, representa la capacidad de absorción de energía, que según Miguel Bozzo corresponde a la energía total que se transformó en energía cinética y que es devuelta al sistema; mientras que el área OABD, representa la energía disipada que ya no vuelve al sistema. (Bozzo, 2008)

### II.3.3. Procedimiento de diseño sismorresistente.

La norma E.030 (2018), dispone los pasos a seguir para realizar el análisis y diseño sismorresistente de las edificaciones, al igual que otras normas de países latinoamericanos está basada en las ESPECIFICACIONES AISC o ASCE, ello debido a que los institutos de investigación de los Estados Unidos como el AISC, realizan investigaciones constantemente, por lo que tras los sucesos de eventos sísmicos actualizan el contenido de sus especificaciones introduciendo nuevas consideraciones y aportes que nos permiten diseñar estructuras más eficientes ante posibles eventos sísmicos.



A continuación, se muestra un esquema en la que se observan las etapas del procedimiento de diseño sismorresistente.



**Figura 2. 5. Etapas del procedimiento de diseño sismorresistente.**

Fuente: Diseño sismorresistente de construcciones de acero, (Crisafulli, 2018)

### II.3.3.1. Definición de la acción sísmica para diseño

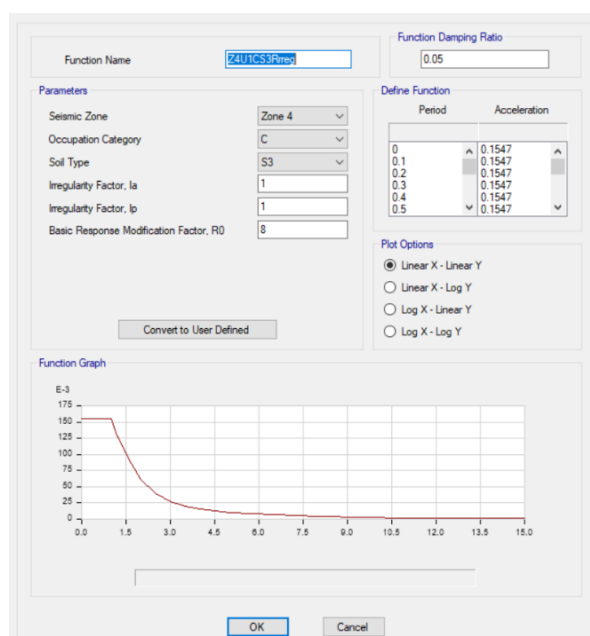
Para la definición de la acción sísmica es necesario realizar un análisis dinámico, en el cual se introduzcan factores como el tipo de uso de la estructura, suelo de cimentación, factor de amplificación sísmica, factor de reducción según el sistema estructural utilizado y la presencia de irregularidades. Razones por las cuales Nuestra norma E.030 introduce dichos factores en la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P$$

## A. Espectro de diseño

Los espectros de diseño surgieron como una solución alternativa de análisis dinámico a la definición de acciones sísmicas a través de acelerogramas, de esta manera se evita la laboriosidad que significaba emplear varios registros de sismos históricos y que requiere de cuantiosos registros de sismos, sin embargo, tratándose de edificaciones: centrales nucleares, hospitales, viaductos y edificios históricos, será necesario definir la acción sísmica mediante acelerogramas.

Nuestra Norma E.030 define el espectro de diseño, estos espectros de diseño, son espectros simplificados y que se utilizan con frecuencia a fin de representar de la manera más real posible las aceleraciones que se presentaran ante un eventual sismo, a continuación, se muestra el espectro de diseño utilizado en el edificio de acero



**Figura 2. 6. Espectro de diseño dinámico edificio de acero.**

Fuente: Obtenido de software ETABS 2017, versión educativa.

## II.3.4. Comportamiento sísmico de las estructuras de acero

Crisafulli (2018), afirma que el acero es el material más dúctil que es empleado en la actualidad para la construcción de edificaciones, sin embargo, para poder afirmar que una edificación es dúctil se deben tener consideraciones más allá que la del material usado, consideraciones como el diseño de columnas, vigas, arriostres y conexiones, los cuales deben asegurar que se produzcan fallas dúctiles.

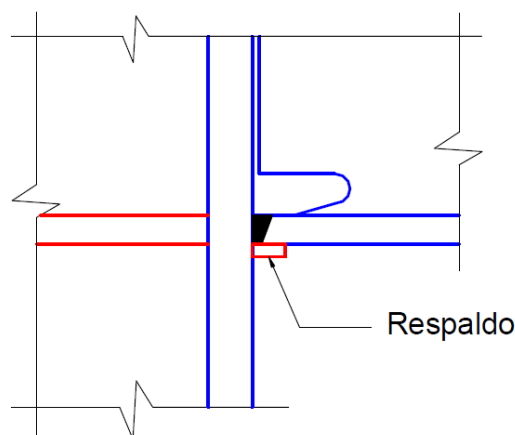
Los eventos sísmicos sucedidos en el pasado, entre ellos el terremoto de Northridge incentivaron a que en los Estados Unidos se implementara el programa SAC (las siglas surgen del

nombre de las tres organizaciones norteamericanas que forman el consorcio: SEAOC, ATC y CUREE). Este programa tuvo tres etapas:

- El estudio de las prácticas de diseño y constructivas previas al terremoto de Northridge.
- El análisis de las fallas y sus causas.
- El desarrollo de nuevos criterios de diseño y detalles para las conexiones.

Este programa permitió identificar las causas que llevaron a la ocurrencia de las fallas observadas; son múltiples, entre las más importantes:

- El uso de electrodos inadecuados, que no califican para obtener valores de resiliencia requeridos actualmente. Los ensayos realizados sobre probetas obtenidas de edificios con daños por fractura mostraron valores muy reducidos de resiliencia (mediante ensayo de Charpy en probetas con muesca en V).
- La práctica constructiva de dejar elementos de respaldo (Steel backing) que, si bien sirven durante el proceso de soldadura de cordones de penetración completa, generan problemas en la raíz de la soldadura.
- La presencia de defectos en la raíz de la soldadura, que no fueron detectados mediante ensayos de ultrasonido.
- El uso de prácticas constructivas no recomendadas, como el calentamiento excesivo de las piezas a soldar para aumentar la velocidad de deposición del material de soldadura.
- Otros efectos adversos, tales como deformaciones de corte excesivas en el panel nodal, efectos de velocidad de deformación (strain rate), efectos de interacción con losas de hormigón armado, etc. (Crisafulli, 2018)



**Figura 2. 7. Detalle de la soldadura entre el ala inferior de una viga y el ala de la columna.**

Fuente: Diseño sismorresistente de construcciones de acero (Crisafulli, 2018)

En nuestro país El Diseño De Estructuras Metálicas debe regirse a la Norma E.090, sin embargo, la mencionada norma es muy limitada pues no enmarca todos los temas que se deben tener en consideración, razón por la cual se tendrá como referencia la nueva versión del reglamento ANSI/AISC 341-16, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings y el reglamento ANSI/AISC 360-16.

#### **II.3.4.1. Sistemas sismorresistentes para edificaciones de acero.**

El sistema sismorresistente de una edificación comprende los elementos estructurales como columnas, vigas, losas, arriostres y sus conexiones, los mismos que se diseñan según el sistema estructural, tanto para concreto como en acero. Estos elementos deben transferir las fuerzas de inercia inducidas por los sismos desde su punto de origen hasta el terreno de fundación.

Por tal razón el proyectista deberá evaluar adecuadamente el tipo de comportamiento y respuesta que espera de la edificación, a partir de ello elegirá el sistema estructural y consiguiente diseño, teniendo en consideración la normatividad vigente del país en el que se construirá.

En general el proyectista deberá evitar en la medida de lo posible las irregularidades de masa, rigidez y resistencia en altura y en planta. Deberá procurar una adecuada redundancia estructural.

Nuestra norma E.030 define el cálculo de las irregularidades que se pueden presentar en una edificación tanto en planta como altura.

Según nuestra norma E.030 los sistemas sismorresistentes de acero se dividen en:

##### **A. Pórticos de acero resistentes a momento**

Son sistemas estructurales tridimensionales en los cuales los miembros y nudos son capaces de resistir las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura primordialmente por flexión

##### **Ventajas:**

Gran Ductilidad y seguridad

Versatilidad arquitectónica

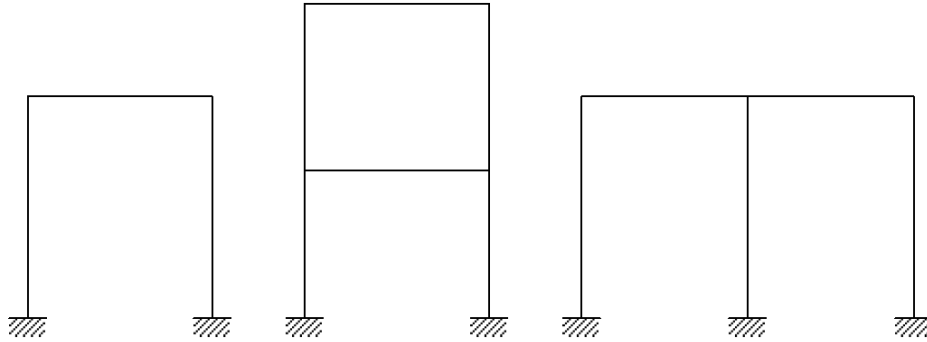
##### **Desventajas:**

Poca rigidez elástica

Según la NORMA E.030, 2018 del Perú se subdividen en:

- **Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)** Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la fluencia por flexión de las vigas y limitada fluencia en las zonas de panel de las columnas. Las columnas deberán ser diseñadas para tener una resistencia mayor que las vigas cuando estas incursionan en la zona de endurecimiento por deformación.
- **Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)** Estos pórticos deberán proveer una limitada capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.

- **Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)** Estos pórticos deberán proveer una mínima capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.



**Figura 2. 8. Configuraciones típicas de pórticos resistentes a momento.**

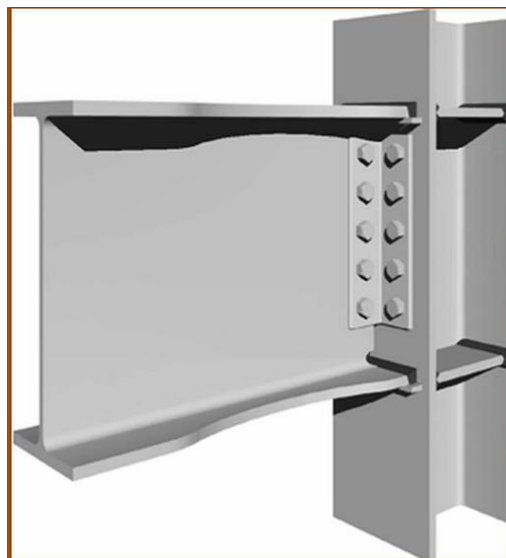
Fuente: Diseño sismorresistente de construcciones de acero (Crisafulli, 2018)

### **Fundamentos del comportamiento inelástico**

- Elegir los elementos del pórtico que fluirán durante el sismo (fusibles)
- Diseñar Zonas de formación de rotulas plásticas
- Diseñar los demás elementos para que sean más resistentes que las zonas de las rotulas plásticas.

### **Requerimientos de diseño**

- El pórtico debe desarrollar una gran ductilidad sin presentar falla en la conexión viga columna.
- La conexión viga columna se convierte en un elemento de primer orden en los pórticos resistentes a momento.



**Figura 2. 9. Reducción de las alas en la viga para producir las rotulas plásticas.**

Fuente: Diseño sismorresistente en Acero (Moran, 2013)

## B. Pórticos con arriostreamiento concéntrico

Los miembros están sujetos primordialmente a fuerzas axiales, proveen en forma económica mucha mayor resistencia y rigidez que un pórtico resistente a momento con la misma cantidad de acero. Las riostras, que proveen la parte principal de la rigidez en pórticos con dicho arriostreamiento, atraen fuerzas muy grandes de compresión y tensión durante un terremoto. En consecuencia, el pandeo por compresión de las riostras con frecuencia domina el comportamiento de estos pórticos. Por lo tanto, los pórticos arriostreados concéntricamente se consideran como más rígidos, más fuertes, pero menos dúctiles que los pórticos de acero que resisten momento. Morán, L, (2013).

### Ventajas

- Gran rigidez elástica

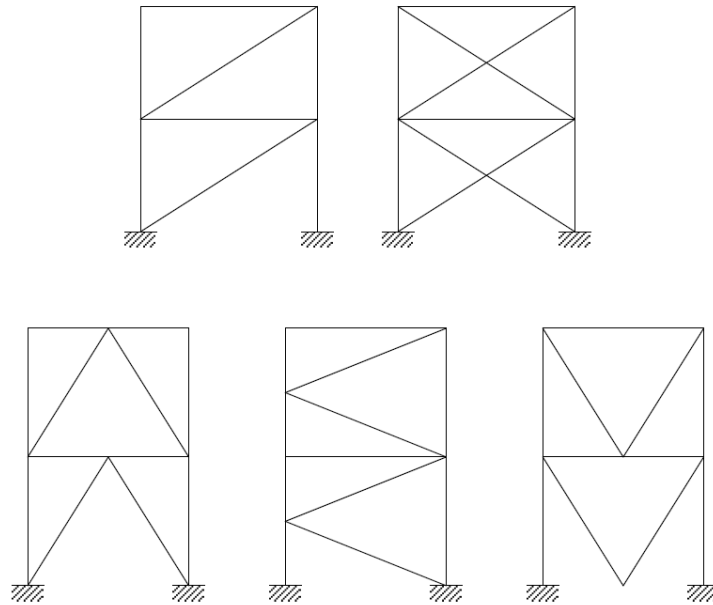
### Desventaja

- Son menos dúctiles que los otros sistemas
- Reducida versatilidad arquitectónica

Los arriostres deben ser diseñados como los elementos fusibles, es decir deben ser los elementos más débiles, así mismo deben proporcionar adecuada capacidad de disipación de energía. Los otros elementos (vigas, columnas, uniones, bases) deberán ser más resistentes que los arriostres, se diseñarán con la máxima fuerza que se pueda producir en los arriostres. Morán, L, (2013).

Se subdividen, según la Norma E.030 en:

- **Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostreados (SCBF)** Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la resistencia post-pandeo en los arriostres en compresión y fluencia en los arriostres en tracción.
- **Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostreados (OCBF)** Estos pórticos deberán proveer una limitada capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones



**Figura 2. 10. Configuraciones típicas de arriostres concéntricos.**

Fuente: Diseño sismorresistente de construcciones de acero (Crisafulli, 2018).

### **C. Los pórticos arriostrados excéntricamente**

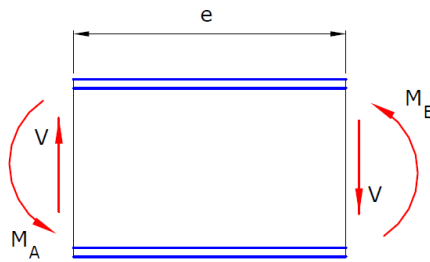
Morán, L, (2013). Indica que los pórticos arriostrados excéntricamente son aquellos en los cuales al menos un extremo de cada diagonal de arriostramiento interseca una viga en un punto alejado de la unión columna – viga, pueden combinar la resistencia y rigidez de los pórticos arriostrados concéntricamente con la buena ductilidad de los pórticos resistentes a momento. Los pórticos con arriostramiento excéntrico resultan en un buen funcionamiento inelástico, pero requieren todavía otro grupo de provisiones de diseño.

Los arriostres aíslan una pequeña porción de la viga, denominada “link”, esta porción debe diseñarse para que tenga un comportamiento inelástico, Los demás elementos (vigas, columnas, arriostres, uniones) permanecen en comportamiento elástico y se diseñan para resistir las máximas fuerzas actuantes en el link.

Los links deben asegurar grandes niveles de ductilidad, para ello los links deberán reforzarse con rigidizadores que permitan una fluencia adecuada por momento flector y fuerza cortante.

#### **Ventajas**

- Gran rigidez elástica
- Gran ductilidad en el rango inelástico
- Adecuada versatilidad arquitectónica



**Figura 2. 11. Diagrama de cuerpo libre del enlace.**

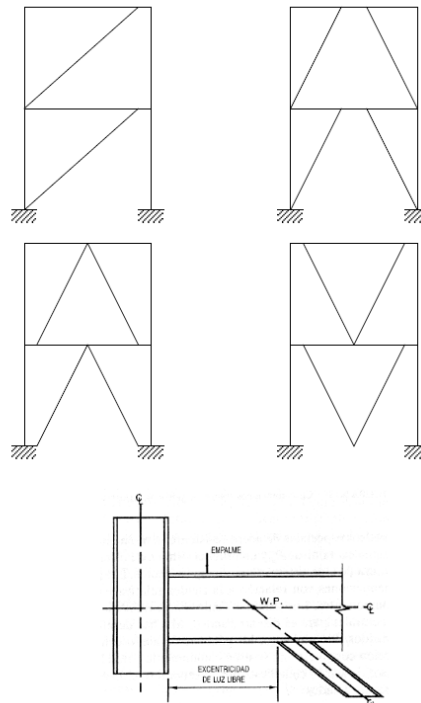
Fuente: Diseño sismorresistente en acero (Crisafulli, 2018)

De acuerdo a ensayos se ha encontrado que:

El link fluye por cortante predominante cuando:  $e \leq \frac{1.6 Mp}{Vp}$

El link fluye por flexión predominante cuando:  $e \geq \frac{2.6 Mp}{Vp}$

El link fluye por efecto combinado de corte y flexión cuando:  $\frac{1.6 Mp}{Vp} \leq e \leq \frac{1.6 Mp}{Vp}$



**Figura 2. 12. Configuraciones típicas de pórticos con arriostramiento excéntrico.**

Fuente: Diseño sismorresistente en acero (Crisafulli, 2018)



#### **D. Los sistemas duales.**

Son como marcos de acero que resisten momento, combinados con pórticos de acero con arriostramientos concéntricos o con muros de hormigón, pueden combinar la resistencia y rigidez de un pórtico arriostrado y de un muro de cortante con el buen funcionamiento inelástico de los pórticos especiales de acero resistentes a momento. A los sistemas duales con frecuencia se les asigna un valor de  $R$  y una fuerza sísmica de diseño intermedios entre los requeridos por cualquiera de esos sistemas cuando operan solos. Las provisiones de diseño incluyen límites y recomendaciones con relación a la rigidez relativa y a la distribución de la resistencia de las dos componentes. Los sistemas duales han conducido a un amplio intervalo de combinaciones estructurales para el diseño sísmico. Muchas de ellas son sistemas estructurales compuestos o híbridos. Sin embargo, los pórticos de acero con placas de piso de hormigón trabajando en acción compuesta no se usan comúnmente para el desarrollo de resistencia sísmica, aunque los pisos de acción compuesta por lo general se usan en el diseño para cargas gravitacionales. (Crisafulli, 2018)

## **II.4. MARCO TEORICO EVALUACIÓN ECONOMICA Y FINANCIERA**

### **El costo del dinero**

Los cuatro factores fundamentales que afectan al costo del dinero son:

- Las oportunidades de producción.
- Las preferencias de tiempo por el consumo.
- El riesgo.
- La inflación.

#### **II.4.1 Tasas de interés de mercado**

Según expone Marroquin (2008), la tasa de interés nominal sobre un valor de endeudamiento,  $k$ , está compuesta por una tasa real de interés libre de riesgo  $k^*$ , más varias primas que reflejan la inflación, el grado de riesgo del valor y la negociabilidad o liquidez del valor. Esta puede expresarse de la siguiente manera:

$$\text{Tasa de interés cotizada} = k = k^* + \text{PI} + \text{PRI} + \text{PL} + \text{PRV}$$

Donde:

$k$  = tasa de interés cotizada, o nominal, de un valor determinado. Existen muchos valores distintos y, por lo tanto, muchas tasas de interés nominales diferentes.

$K^*$  = tasa de interés real libre de riesgo.

PI = prima de inflación.

PRI = prima de riesgo de incumplimiento.

PL = prima de liquidez o comercialidad.

PRV = prima de riesgo al vencimiento.

#### **II.4.2. Riesgo financiero**

El Webster's Collegiate Dictionary define riesgo como la posibilidad de pérdida o daño, peligro. De este modo, por lo general, se utiliza el término riesgo para referirse a la probabilidad de que ocurra algún suceso desfavorable. (Marroquin, 2008, p.6)

#### **II.4.3. Presupuesto de capital**

Proceso que se sigue para planear y evaluar los gastos erogados sobre aquellos activos cuyos flujos de efectivo se espera que se extienda más allá de un año. (Marroquin, 2008, p.8)

## II.4.4 Técnicas de evaluación del presupuesto de capital

Uno de los problemas fundamentales en torno a la evaluación de inversiones es determinar los rendimientos de los proyectos de inversión. Al disponer de una medida de rendimiento de los proyectos, se podrá decidir los que conviene aceptar y los que deben rechazarse, y además se podrán ordenar de mayor a menor rendimiento. La jerarquización de las oportunidades de inversión tiene mayor importancia cuando la empresa dispone de recursos financieros limitados e insuficientes para realizar todos los proyectos de inversión que tienen rendimientos mayores al mínimo aceptable. (Marroquin, 2008, p.8-9)

Según expone Marroquin (2008), los métodos para la evaluación de los proyectos de inversión pueden clasificarse en dos grupos fundamentales:

- Los métodos denominados aproximados, el período o plazo de recuperación y la rentabilidad contable o tasa de rendimiento contable.
- Los métodos que utilizan el valor cronológico de los flujos de efectivo, es decir, los que conceden al dinero importancia en función del tiempo. Estos métodos mucho más refinados desde el punto de vista técnico, son: la Tasa Interna de Rendimiento (TIR), el Valor Actual Neto (VAN), el Índice de Deseabilidad (ID) y el valor Actual Neto ajustado (VAN ajustado).

### II.4.5. El método del período de recuperación (PR)

Es el número esperado de años que se requieren para recuperar la inversión original (el costo del activo). Para calcular el período de recuperación de un proyecto, sólo se debe añadir los flujos de efectivo esperados de cada año hasta que se recupere el monto inicialmente invertido en el proyecto. La cantidad total de tiempo, incluye una fracción de un año en caso de que ello sea apropiado, que se requiere para recobrar la cantidad original invertida es el período de recuperación. (Marroquin, 2008, p.9-10)

$$PR = \frac{\text{No. de años antes costo no recuperado al inicio de la recuperación total del año}}{\text{de la recuperación total} + \frac{\text{de la inversión original}}{\text{flujos totales de efectivo durante la recuperación total del año}}}$$

Marroquin (2008), indica que el empleo del período de recuperación para la toma de decisiones de presupuesto de capital se basa en la idea de que siempre será mejor recuperar el costo de (la inversión en) un proyecto la más rápido posible, este enfoque pasa por alto el valor del dinero a través del tiempo, por lo que la dependencia exclusiva de este método puede conducir a la toma de decisiones incorrectas, por lo menos si la meta fuera la maximización del valor de la empresa.

## II.4.6. Rentabilidad contable (RC)

Marroquin (2008), indica que este método también se conoce como “rentabilidad aproximada” o como “tasa de rendimiento contable”. Su denominación obedece a que utiliza una terminología típicamente contable, y, en definitiva, es el método que mejor se ajusta a la información facilitada por la contabilidad. La variante más refinada de este método consiste en relacionar la utilidad neta anual promedio con la inversión promedio, es decir, con la inversión que en promedio tiene la empresa inmovilizada durante la vida económica del proyecto. La rentabilidad contable se determina con la siguiente relación:

Rentabilidad contable :  $Up/Ip$

Donde :  $Up$  = Utilidad neta promedio anual;  $Ip$  = Inversión promedio.

La debilidad de ciertos aspectos de este criterio es bastante clara. En primer lugar, utiliza el concepto de utilidades contables y no el de flujo de caja, lo cual representa una serie de dificultades. En segundo lugar y más importante aún, la RC no descuenta las utilidades contables y supone que es igualmente deseable recibir utilidades durante el primer año que recibir utilidades en años posteriores de la vida económica de un proyecto. (Marroquin, 2008, p.11)

## II.4.7. Tasa interna de rendimiento (TIR)

Según Marroquin (2008), la TIR de un proyecto de inversión es la tasa de descuento ( $r$ ), que hace que el valor actual de los flujos de beneficio (positivos) sea igual al valor actual de los flujos de inversión (negativos). En una forma alterna se puede decir que la TIR es la tasa que descuenta todos los flujos asociados con un proyecto a un valor de exactamente cero. Cuando la inversión inicial se produce en el periodo de tiempo cero, la Tasa Interna de Rendimiento será aquel valor de ( $r$ ) que verifique la ecuación siguiente:

$$I_o = \frac{R_1}{(1+r)} + \frac{R_2}{(1+r)^2} + \frac{R_3}{(1+r)^3} + \dots + \frac{R_n}{(1+r)^n}$$

$$I_o = R_1FD_1 + R_2FD_2 + R_3FD_3 + \dots + R_nFD_n$$

Donde:

$I_o$  = Inversión inicial

$R_1$  a  $R_n$  = Flujos efectivo futuros por período.

$FD_1$  a  $FD_n$  = Factores de descuento por periodo.

Una vez que se ha calculado la Tasa Interna de Rendimiento del Proyecto se necesita conocer el punto de corte o rentabilidad Mínima aceptable para las inversiones de la empresa, para así poder decidir si conviene llevar a cabo la inversión.

La empresa debe realizar aquellos proyectos de inversión, cuya TIR sea superior al punto de corte establecido y deberá rechazar aquellos con TIR inferior. Cuando existan varios proyectos realizables y limitaciones de recursos financieros y técnicos, se dará prioridad a las inversiones cuyas tasas de rendimiento sean mayores y se irá descendiendo en el orden de rendimiento, hasta agotar los recursos financieros y técnicos. (Marroquin, 2008, pp. 12-13)

#### **II.4.8. Valor actual neto (VAN)**

Marroquin (2008), indica que el valor actual neto (VAN) es uno de los métodos básicos que toma en cuenta la importancia de los flujos de efectivo en función del tiempo. Consiste en encontrar la diferencia entre el valor actualizado de los flujos de beneficio y el valor, también actualizado, de las inversiones y otros egresos de efectivo. La tasa que se utiliza para descontar los flujos es el rendimiento mínimo aceptable de la empresa, por debajo del cual los proyectos de inversión no deben efectuarse; se puede representar por la siguiente igualdad:

$$VAN = -I_o + \frac{R_1}{(1 + K)} + \frac{R_2}{(1 + K)^2} + \frac{R_3}{(1 + K)^3} + \dots + \frac{R_n}{(1 + K)^n}$$

Donde:

$I_o$  = Inversión inicial.

$R_1$  a  $R_n$  = flujos efectivos futuros por periodo.

$K$  = rendimiento mínimo aceptable.

No cabe duda de que, si el valor actual neto de un proyecto es positivo, la inversión deberá realizarse y si es negativo deberá rechazarse. Las inversiones con VAN positivos incrementan el valor de la empresa, puesto que tiene un rendimiento mayor que el mínimo aceptable. (Marroquin, 2008, p.13).

Es importante observar que en el método de la TIR se proporcionan los flujos positivos y negativos del proyecto; después se determina la tasa de rendimientos ( $r$ ) que resuelve la ecuación citada en el inciso 2.8.3 y se compara con el rendimiento mínimo aceptable para decidir acerca de la aceptación o rechazo del proyecto. En el método del VAN se proporcionan los flujos del proyecto y la tasa de rendimiento mínimo aceptable ( $k$ ) y entonces se determina el valor actual neto del proyecto. La aceptabilidad dependerá de si el VAN es igual o mayor que cero. El VAN de los proyectos variará en función de la tasa de descuento utilizadas, es decir que la deseabilidad de los

diferentes proyectos cambia, si cambia la tasa de rendimiento mínimo aceptable por la empresa. A medida que la tasa es mayor, los flujos de los primeros años cobran mayor importancia.

A medida que la tasa es menor, la importancia de los flujos en función del tiempo disminuye y cobran mayor importancia aquellos proyectos que tienen flujos positivos absolutos mayores. (Marroquin, 2008, pp.13-14)

#### **II.4.9. Valor actual neto ajustado (VAN ajustado)**

Marroquin (2008), explica que el método comienza por estimar un “VAN básico” del proyecto como si este fuera una mini empresa financiada totalmente con recursos propios. Luego se modifica el VAN básico para incorporar los efectos de las decisiones refinanciamiento causadas por el proyecto. El VAN ajustado se define con la siguiente relación:

$$\text{VAN ajustado} = \text{Van básico} + \text{VANES de los impactos de las decisiones de financiamiento causadas por la aceptación del proyecto}$$

El método no pretende obtener todos los impactos del financiamiento de un proyecto en un solo cálculo, como sucede con el VAN, donde la tasa de descuento utilizada incorpora el efecto en todas las decisiones de financiamiento. Específicamente, para calcular el VAN ajustado. Primero se establece un “valor básico” para el proyecto: su valor como una empresa financiada en su totalidad con recursos propios. Segundo, se determinan por separado los efectos de cada una de las decisiones de financiamiento y se calculan sus valores actuales correspondientes. Tercero, se suman (o restan según el caso) todos los valores actuales para estimar la contribución total del proyecto al valor de la empresa. (Marroquín, 2008, pp. 16-17)

#### **II.4.10. Costo de oportunidad**

Se define como los flujos de efectivo que podrían generarse a partir de los activos que la empresa ya posee, siempre y cuando no se utilicen para el proyecto en cuestión. (Marroquín, 2008, p.18).

#### **II.4.11. La relación beneficio – costo**

Marroquin (2008), indica que este método muy frecuente en estudios de grandes proyectos públicos de inversión, se apoya en el método del valor presente neto, aunque esto no impide que, en ocasiones, produzca resultados inconsistentes con lo que arroja el VPN.

La relación beneficio – costo (B/C), se calcula de la siguiente manera:

- Se calcula el valor presente de los ingresos asociados con el proyecto en cuestión.
- Se calcula el valor presente de los egresos del proyecto.

- Se establece una relación entre el VPN de los ingresos y el VPN de los egresos, al dividir la primera cantidad por la segunda. El resultado de tal división es la relación beneficio – costo:

En términos simbólicos:

$$B/C (i) = \text{VPN ingresos (i)} / \text{VPN egresos (i)}$$

Se debe observar que la relación beneficio – costo es una función de la tasa de interés que se emplea en los cálculos del VPN de los ingresos y egresos, de modo que, al calcular este índice con propósitos decisorios, es menester utilizar la tasa de interés de oportunidad.

La relación beneficio – costo puede asumir los siguientes valores:

	Mayor que	1
B/C (i)	igual a	1
	Menor que	1

Cuando su valor es superior a la unidad, significa que el VPN de los ingresos es superior al de los egresos, es decir, que el VPN de todo el proyecto es positivo y en consecuencia el proyecto es atractivo.

Cuando la relación B/C es igual a 1, el valor presente neto de los ingresos es igual al valor de los egresos; cuando esto acontece, el valor presente neto de todo el proyecto es igual a cero. Por consiguiente, en tales circunstancias el proyecto es indiferente y la tasa de interés utilizada representa la tasa interna de rentabilidad del proyecto.

Finalmente, cuando el valor de esta relación es negativo, se tiene un proyecto en el cual el VPN de los ingresos es menor que el de los egresos, lo cual señala que el VPN de todo el proyecto es negativo, es decir, que el proyecto no es atractivo. (Marroquin, 2008, pp.17-18)

#### **II.4.13. Flujo de efectivo**

El paso más importante, pero también el más difícil, durante el análisis de un proyecto de capital es la estimación de sus flujos de efectivo, es decir, los desembolsos por inversiones y los flujos de efectivo netos que se esperan después de que un proyecto sea adoptado. En la estimación del flujo de efectivo se incluye gran número de variables. Además, una gran cantidad de individuos y departamentos participan en el proceso. Se puede decir que el flujo de efectivo, es el flujo real, en oposición a la utilidad contable neta, que una empresa recibe o paga durante algún período específico. (Marroquin, 2008, p.22)

### **III. MARCO METODOLOGICO**

#### **III.1. MÉTODO TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN**

##### **III.1.1. Enfoque y diseño:**

La presente investigación es cuantitativa no experimental.

Es no experimental, debido a que no se realizara la construcción de las edificaciones, el análisis consiste en evaluar los resultados posteriores al diseño estructural de ambos sistemas, a fin de determinar cuál es la más adecuada entre los muros portantes de concreto armado y pórticos de acero con arriostres excéntricos, a partir del resultado construir con el sistema que resulte del análisis comparativo.

#### **III.2. MÉTODOS Y PROCEDIMIENTOS:**

##### **Método general:**

Proyecto de ingeniería estructural

##### **Método específico:**

**Paso 1:** identificar la arquitectura de la edificación, identificando dimensiones, uso de cada ambiente y requerimientos arquitectónicos.

**Paso 2:** Estructuración de la edificación tanto para el edificio de acero como para el edificio de concreto armado, como para el edificio de acero.

**Paso 3:** Predimensionamiento de los elementos estructurales: losas, vigas, columnas, viguetas, arriostres en concreto como en acero.

**Paso 4:** Metrado de cargas por gravedad, utilizando las cargas especificadas en la Norma E.020 peruana; definición de las combinaciones de carga según Norma E.060 para el concreto armado y E.090 para el caso del acero.

**Paso 5:** Modelado de la edificación en el programa ETABS 2017, versión educativa, por separado para cada sistema estructural.

**Paso 6:** análisis estático y dinámico de cada sistema estructural mediante el uso de ETABS 2017, versión educativa.

**Paso 7:** controles de irregularidades, límites de derivas inelásticas, especificados en la Norma Técnica Peruana E.030.

**Paso 8:** Diseño de los elementos estructurales en base a lo especificado en la Norma E.060 para el caso de concreto armado y en la E.090 para el caso de acero.

**Paso 9:** elaboración de metrados de la edificación en cada caso.

**Paso 10:** Elaboración del presupuesto requerido para la construcción de la edificación en cada caso.



**Paso 12:** elaboración de un plan de mantenimiento preventivo y correctivo a lo largo de la vida útil de cada sistema estructural.

**Paso 13:** evaluación económica-financiera

### **III.3. TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS**

- Recopilar datos de las características del suelo de cimentación, estudio de Mecánica de suelos efectuado por la Universidad Nacional de Piura al terreno sobre el que se pretende edificar.
- Búsqueda y recopilación de bibliografía relacionada a los temas en análisis, entre ellos Tesis efectuadas por ingenieros peruanos, libros publicados de reconocimiento nacional e internacional.
- Búsqueda de datos del último censo realizado por el INEI en el 2017, a fin de ver datos de población y proyecciones del crecimiento en sector construcción.

### **III.4. TÉCNICAS DE TRATAMIENTO DE DATOS**

- Modelado de la edificación en el programa ETABS 2016, insertando los datos recopilados, luego evaluación de la edificación según la normatividad vigente, NTP E.030, NTO E.060, NTP E.090 y demás.
- Análisis estático y dinámico de cada uno de los sistemas estructurales.
- Análisis de resultados, iteración y modificación de dimensiones iniciales de elementos estructurales según se requiera.
- Cálculo de presupuesto y elaboración de la programación en obra.

## **IV. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PROYECTO**

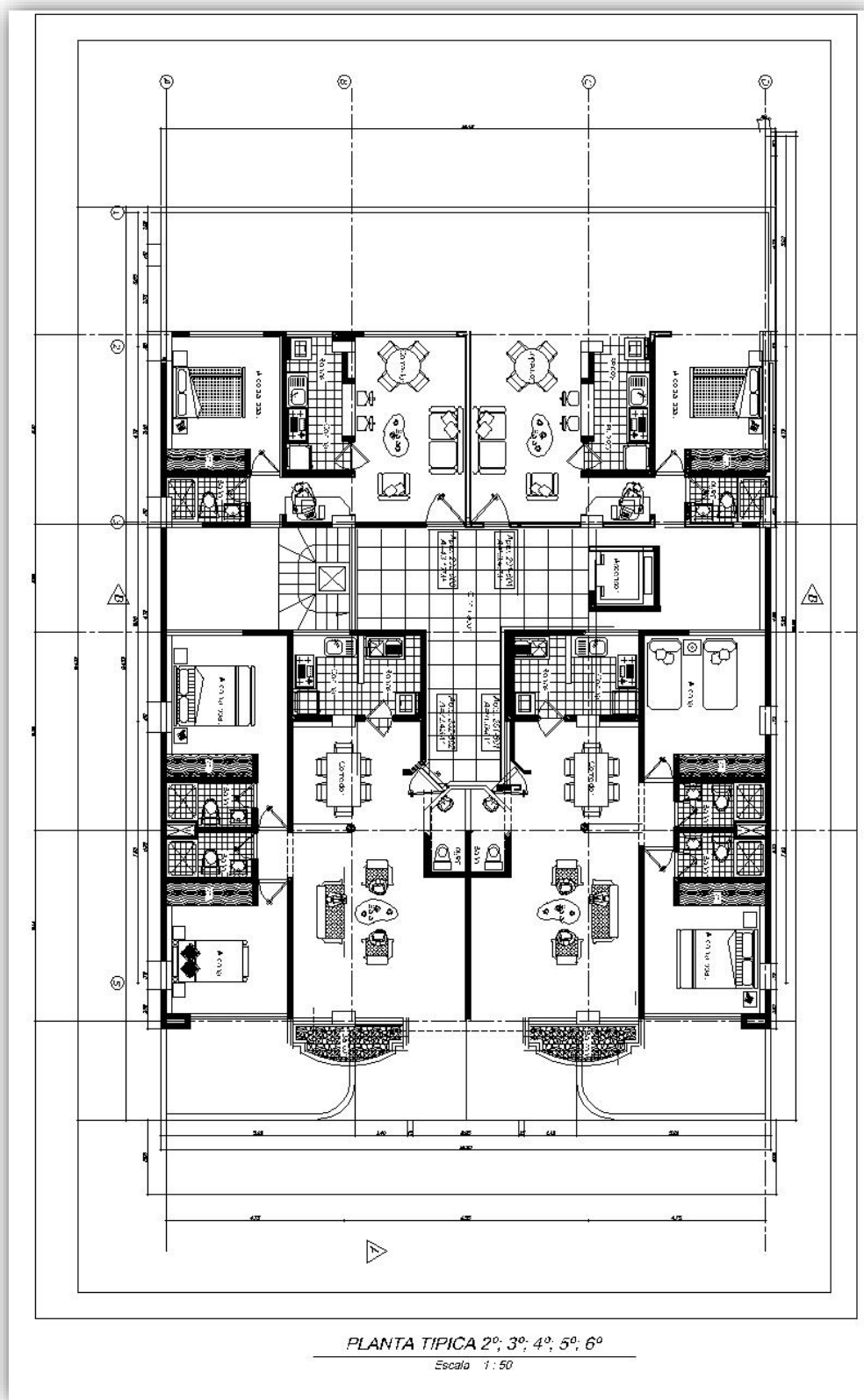
### **IV.1. DESCRIPCIÓN DE LA ARQUITECTURA**

El terreno en el cual se construirá el edificio en mención posee un área total de 612 m<sup>2</sup>, de forma rectangular, con accesos en ambas calles, a los lados colindará con viviendas familiares, constará de seis niveles, el primer nivel estará destinado a estacionamientos, así mismo del segundo al sexto piso estará destinada para departamentos, cuya disposición es simétrica en el eje “Y”, cada piso tiene un área techada de total de 282.00 m<sup>2</sup>.

Como se puede observar del segundo al sexto piso existe simetría, existiendo un total de cuatro departamentos por cada piso, dichos departamentos están distribuidos en forma simétrica respecto del eje “Y”. Como se puede observar en la planta de arquitectura, estos departamentos estarán divididos por bloques, mediante un paño central de loza maciza la cual colindará con el ascensor y la escalera. En el caso de la escalera esta será de estructura metálica, los muros del ascensor serán de concreto armado y de 20 cm de espesor.

El edificio contará con un ascensor y una escalera metálica, estarán dispuestos en la parte central del edificio que divide los departamentos según su área total, como se puede observar entre el eje 1-1 y 3-3, se construirán departamentos de 88 m<sup>2</sup> cada uno y entre los ejes 4-4 y 5-5 cada uno de ellos tienen un área de 44 m<sup>2</sup>. Esto orientado a los potenciales compradores, quienes serán familias jóvenes o jóvenes solteros. En el caso de los departamentos de 88 m<sup>2</sup> cada uno contará con dos habitaciones, una principal para los padres y otra para los hijos, cada habitación contará con baños, se tendrá espacios destinados para sala, cocina-comedor, lavandería y un medio baño para las visitas. En el caso de los mini departamentos de 44 m<sup>2</sup>, orientados a jóvenes solteros, contará con sala, cocina-comedor, una habitación y un baño.

Los tabiques internos que dividen los ambientes de cada departamento serán de 15 cm de espesor y en cuanto a los muros perimetrales todos serán de 20 cm de espesor. La disposición de columnas y placas estará condicionada a la arquitectura de la edificación.



**Figura 4. 1. Planta típica de arquitectura.**

Fuente: Elaborado en software AUTOCAD 2018, versión educativa.

## **IV.2. ESTRUCTURACIÓN**

En la estructuración tanto en el edificio de concreto como en el edificio en acero se siguió los criterios de estructuración que el Ing. Antonio Blanco Blasco expone en el libro Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado: Simplicidad y simetría, Resistencia y ductilidad, Hiperestaticidad y monolitismo, Uniformidad y continuidad de la estructura, Rigidez lateral.

### **IV.2.1. Estructuración de edificio en concreto armado**

Se definió los ejes de la edificación, asignando a la dirección paralela a la fachada eje “X” y a la dirección perpendicular al mismo eje “Y”.

En el edificio materia del presente, se optó por el sistema de muros estructurales y pórticos, tanto en la dirección X como en la dirección Y.

La disposición de las placas se realizó aprovechando la arquitectura del edificio de manera de dar rigidez a la estructura, en el caso de las columnas su disposición obedeció a la arquitectura del edificio por cuanto esta limita la disposición de las mismas.

Para el caso de las losas se empleó losas aligeradas de espesor de 25 cm con reforzamiento dispuesta paralelas al eje X, así mismo se empleó losa maciza de espesor 20 cm a fin de que exista una mejor distribución de los esfuerzos producidos en el estrechamiento que presenta la edificación. Las vigas son peraltadas de 25x40 cm y 25x50 cm según los requerimientos de solicitaciones de sismo.

### **IV.2.2. Estructuración de edificio en acero**

El edificio de acero se basó en marco arriostrados, se empleó perfiles W laminados, para columnas, vigas, arriostres y viguetas; la disposición de los elementos antes mencionados es similar a la planteada en el edificio de concreto; en el caso de la losa tendremos losa colaborante. Los ejes se establecieron de la misma manera que en el edificio de concreto.

Los arriostres excéntricos se colocaron aprovechando la arquitectura de la edificación, se optó por colocar los arriostramientos en los ejes A y E (entre los ejes 1 y 2); en los ejes 1 y 5 (entre los ejes A-B y D-E).

## IV.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

### IV.3.1 Predimensionamiento de concreto armado

En el predimensionamiento se emplearon los métodos conocidos y que el Ing. Antonio Blanco Blasco expone en su libro Estructuración y Diseño de edificaciones de Concreto Armado, obteniendo las siguientes dimensiones:

**Tabla 4. 1. Resumen de predimensionamiento de elementos estructurales**

Fuente: Elaboración propia

Elemento	Fórmula empleada	Dimensión
Losas aligeradas	$L_n/25$	25 cm espesor
Losas macizas	$L_n/30$	20 cm espesor
Vigas TIPO I	$L_n/12, L_n/10$	25x40
Vigas TIPO II	$L_n/12, L_n/10$	25 cm de peralte
Columnas	$P_{servicio}/0.45f'_c$	25x50 cm
Placas	Criterio tesista.	20 cm de espesor

### IV.3.2. Predimensionamiento en Acero

Para el predimensionamiento de los elementos estructurales de acero, el tesista se basó en lo expuesto por Mc Cormack Y Cserneck (2012)

#### IV.3.2.1. Predimensionamiento de losa colaborante

Para el predimensionamiento de la losa colaborante, el tesista analizó las luces a cubrir según la disposición de las mismas, siendo las mayores luces a cubrir las que se encuentran entre los ejes A-B y C-D, de 5.00 m y estará apoyada sobre viguetas espaciadas a aproximadamente 2.0 m por lo que el tesista luego de ingresar a las tablas de características técnicas de Placas colaborantes de la empresa ACERO DECK, optó por escoger la losas que cuenta con las siguientes características técnicas:

**Tabla 4. 2. Características técnicas de Losa Acero Deck.**

Fuente: Catalogo Acero Deck

Producto	Acero Deck
Tipo	AD-60 mm
Peralte	60 mm
Ancho Total	920 mm
Ancho útil	900 mm
Calibre	Gage 20
Acabado	Galvanizado
Espesor	12 cm

### IV.3.2.2. Predimensionamiento de viguetas de soporte

Se analizó la vigueta más crítica con el área tributaria más grande por estar más esforzada; la cual se encontraba ubicada entre los ejes 2 y 3 entre el eje A y B; se calculó la carga de diseño (667.92 kg/m), luego se calculó el momento ultimo (2087.25 kg.m); al dividir el momento ultimo con el esfuerzo admisible ( $0.6 F_y$ ); se obtuvo el módulo resistente requerido ( $w = 8.39 \text{ in}^3$ ); se ingresó a las tablas del Manual AISC, verificándose la existencia del perfil W14x38, el cual se utilizó como perfil preliminar con las siguientes características técnicas:

**Tabla 4. 3. Características técnicas de perfiles W 14X38.**

Fuente: Manual Of Steel Construction LRFD

Nom- inal Wt.	Compact Section Criteria		Axis X-X				Axis Y-Y			
			<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>Z</i>	<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>Z</i>
	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	$\text{in.}^4$	$\text{in.}^3$	in.	$\text{in.}^3$	$\text{in.}^4$	$\text{in.}^3$	in.	$\text{in.}^3$
132	7.15	17.7	1530	209	6.28	234	548	74.5	3.76	113
120	7.80	19.3	1380	190	6.24	212	495	67.5	3.74	102
109	8.49	21.7	1240	173	6.22	192	447	61.2	3.73	92.7
99	9.34	23.5	1110	157	6.17	173	402	55.2	3.71	83.6
90	10.2	25.9	999	143	6.14	157	362	49.9	3.70	75.6
82	5.92	22.4	881	123	6.05	139	148	29.3	2.48	44.8
74	6.41	25.4	795	112	6.04	126	134	26.6	2.48	40.5
68	6.97	27.5	722	103	6.01	115	121	24.2	2.46	36.9
61	7.75	30.4	640	92.1	5.98	102	107	21.5	2.45	32.8
53	6.11	30.9	541	77.8	5.89	87.1	57.7	14.3	1.92	22.0
48	6.75	33.6	484	70.2	5.85	78.4	51.4	12.8	1.91	19.6
43	7.54	37.4	428	62.6	5.82	69.6	45.2	11.3	1.89	17.3
38	6.57	39.6	385	54.6	5.87	61.5	26.7	7.88	1.55	12.1
34	7.41	43.1	340	48.6	5.83	54.6	23.3	6.91	1.53	10.6
30	8.74	45.4	291	42.0	5.73	47.3	19.6	5.82	1.49	8.99

### IV.3.2.3. Predimensionamiento de vigas principales sentido Y-Y

Se siguió procedimiento similar al predimensionamiento de viguetas de soporte, Se estableció como perfil preliminar W 16x67, el cual tiene las siguientes características:

**Tabla 4. 4. Características técnicas de perfiles W16X67.**

Fuente: Manual de construcciones de acero del LRFD.

Nom- inal Wt. per ft  lb	Compact Section Criteria			$X_1$	$X_2 \times 10^6$	Elastic Properties						Plastic Modulus	
						Axis X-X			Axis Y-Y			$Z_x$	$Z_y$
	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	$F_y'''$			$I$	$S$	$r$	$I$	$S$	$r$		
			ksi	ksi	$(1/\text{ksi})^2$	$\text{in.}^4$	$\text{in.}^3$	in.	$\text{in.}^4$	$\text{in.}^3$	in.	$\text{in.}^3$	$\text{in.}^3$
100	5.3	24.3	—	3450	1040	1490	175	7.10	186	35.7	2.51	198	54.9
89	5.9	27.0	—	3090	1630	1300	155	7.05	163	31.4	2.49	175	48.1
77	6.8	31.2	—	2680	2790	1110	134	7.00	138	26.9	2.47	150	41.1
67	7.7	35.9	50	2350	4690	954	117	6.96	119	23.2	2.46	130	35.5

#### IV.3.2.4. Predimensionamiento de columnas

Se tomó la columna crítica del edificio, ubicada en la intersección de los ejes B y 2; pues soportaba la mayor carga superpuesta por tener el área tributaria más grande que el resto de las columnas (21.10 m<sup>2</sup>). Luego de haber calculado la carga ultima, se supuso una relación de esbeltez ( $kl/r = 150$ ), con este dato se ingresó a las tablas del Manual AISC obteniendo un  $F_a = 467 \text{ kg/cm}^2$ ; finalmente se dividió la carga ultima entre la fuerza admisible, obteniendo el área requerida. Iteraremos con el perfil W 21x93.

**Tabla 4. 5. Características técnicas de perfiles W 21X93.**

Designation	Area <i>A</i>	Depth <i>d</i>		Web			Flange				Distance		
				Thickness <i>t<sub>w</sub></i>	$\frac{t_w}{2}$		Width <i>b<sub>f</sub></i>	Thickness <i>t<sub>f</sub></i>		<i>T</i>	<i>k</i>	<i>k<sub>1</sub></i>	
	in. <sup>2</sup>	in.	in.	in.		in.		in.	in.	in.			
	in. <sup>2</sup>	in.	in.	in.		in.		in.	in.	in.			
W21×93 ×83	27.3	21.62	21 <sup>5</sup> / <sub>8</sub>	0.580	9/16	5/16	8.420	8 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	0.930	15/16	18 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	11 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	1
	24.3	21.43	21 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	0.515	1/2	1/4	8.355	8 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	0.835	13/16	18 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	19/16	15/16

Fuente: Manual de construcciones de acero del LRFD.

Una vez escogido el perfil preliminar se calculó de nueva relación de esbeltez:

$kl/r = 320/4.67 = 68.52$ , se ingresó

a las tablas del anexo 2 y se obtuvo  $F_a = 1162 \text{ kg/cm}^2$

Para comprobar que la capacidad de la columna sea mayor que la carga ultima se multiplicó por el área, obteniendo:  $P_u1 = 1162 \cdot 176.13 = 204,663.06 \text{ kg} \gg P_u = 74,487.44$ ; se usara como primera iteración.

#### IV.3.2.5. Predimensionamiento arriostres o contraventeos

Los arriostres o contraventeos se asumirán como perfiles W14X38, según sea el caso se ratificará o modificarán los perfiles utilizados como arriostres, dependiendo de los requisitos de rigidez especificados en la Norma E-030 del 2018 peruana.

**Tabla 4. 6. Predimensionamiento secciones de arriostres.**

Fuente: Elaboración propia

PREDIMENSIONAMIENTO DE ARRIOSTRES O CONTRAVENTEOS EN “X” e “Y”	
Pórtico en X	Perfil elegido
Pórtico 1 entre eje B-C; entre eje C-D	W 14 X 38
Pórtico 5 entre eje B-C; entre eje C-D	W 14 X 38
Pórtico en Y	Perfil elegido
Pórtico A entre eje 1-2; entre eje 4-5	W 14 X 38
Pórtico E entre eje 1-2; entre eje 4-5	W 14 X 38

#### IV.4. METRADO DE CARGAS POR GRAVEDAD

Habiéndose efectuado el predimensionamiento de los elementos estructurales de las edificaciones, se procedió a realizar el metrado de cargas de acuerdo a los métodos conocidos, hallando las áreas tributarias y las cargas que soportarían cada una de los elementos estructurales (Losas, viguetas, vigas, columnas, arriostres) se utilizaron las siguientes cargas:

##### IV.4.1. Cargas consideradas y pesos unitarios en el edificio de concreto armado

En cuanto a cargas verticales se considerará carga Muerta (CM) y carga viva (CV)

Para hallar las cargas muertas (CM) se emplearán los siguientes pesos unitarios:

**Tabla 4. 7. Pesos unitarios edificio concreto.**

Fuente: Norma técnica peruana E.020. Cargas.

MATERIAL	PESO UNITARIO
Concreto Armado	2400 kg/m <sup>2</sup>
Albañilería hueca	1400 kg/m <sup>3</sup>
Aligerado (h=25 cm)	380 kg/m <sup>2</sup>
Acabados (piso terminado)	100 kg/m <sup>2</sup>
Tabiques e=0.14m	250 kg/m <sup>2</sup>
Tabiques e=0.24m	420 kg/m <sup>2</sup>

Para el caso de Carga Viva (CV) emplearemos los valores indicados en la tabla 1 Cargas mínimas repartidas del capítulo 3 de la Norma E-020 de cargas del Reglamento Nacional de Edificaciones.

**Tabla 4. 8. Cargas vivas mínimas repartidas.**

Fuente: Norma técnica peruana E.020. Cargas.

MATERIAL	PESO UNITARIO
Viviendas	200 kg/m <sup>2</sup>
Corredores y escaleras (viviendas)	200 kg/m <sup>2</sup>
Garajes para parqueos de autos	250 kg/m <sup>2</sup>
Azotea	100 kg/m <sup>2</sup>



#### IV.4.2. Cargas consideradas y pesos unitarios en el edificio de acero

En el caso del edificio de acero se emplearon las mismas cargas vivas y en el caso de las cargas muertas se utilizó las cargas:

**Tabla 4. 9. Pesos unitarios edificio de Acero.**

Fuente: Estructuras de acero, (Mc Cormac, Cernak, 2013)

<b>MATERIAL</b>	<b>PESO UNITARIO</b>
concreto reforzado	150 lb/³
acero Estructural	490 lb/pie³
concreto simple	145 lb/pie³
falso cielo raso	2 lb/pie²

## IV.5. ANALISIS SISMICO

Para realizar el análisis sísmico se empleó el Programa ETABS 2017, Versión educativa, este Software nos permitió evaluar el comportamiento de los pórticos y los elementos estructurales pertenecientes a la edificación ante una eventual acción sísmica.

En el análisis sísmico se verificó y controló las derivas a fin de que se encuentren dentro de los límites permitidos en la Norma técnica E-030 “Diseño Sismorresistente” del reglamento nacional de edificaciones:

Con ayuda del software ETABS se obtuvo: Los periodos y modos de vibración; La fuerza cortante basal y los desplazamientos laterales; Fuerzas internas en los elementos resistentes.

Obtenidas las fuerzas internas en los elementos resistentes, se procedió a diseñar los elementos estructurales de acuerdo al Reglamento nacional de edificaciones así mismo se calculó el espesor de junta sísmica.

### IV.5.1. Análisis preliminar al diseño

Previo al diseño de la edificación, se evaluaron los siguientes parámetros:

- Zonificación, al estar en la misma ubicación es el mismo en ambos sistemas estructurales:  
 $Z = 0.45$
- Condiciones Geotécnicas, al estar en la misma ubicación el suelo es el mismo un S3:  
 $S = 1.10$
- Factor De Amplificación Sísmica  
En ambos edificios se comprobó que el periodo de la estructura era menor que el  $T_p$  especificado en la norma E.030 para el tipo de suesteo S3:  
 $C = 2.5$ .
- Categoría De La Edificación Y Factor De Uso, el uso es de una vivienda multifamiliar:  
 $U = 1.0$
- Sistema Estructural Y Coeficiente Básico De Reducción De Las Fuerzas Sísmicas ( $R_o$ ); este parámetro si es distinto pues se analizaron diferentes sistemas estructurales:  
 $R_o = 6$  en el caso del edificio de concreto, por ser de muros estructurales  
 $R_o = 8$  en el caso del edificio de acero, por ser pórticos arriostrados excéntricamente (EBF)
- Configuración Estructural: Se evaluó las irregularidades existentes tanto en planta como en altura a fin de hallar los coeficientes “ $I_p$ ” e “ $I_a$ ” en ambos sistemas estructurales.

#### IV.5.1.1. Irregularidad en planta

La norma E.030 hace mención a las siguientes irregularidades en planta: irregularidad torsional, irregularidad torsional extrema, esquinas entrantes, discontinuidad del diafragma, sistemas no paralelos, sin embargo, las irregularidades que se pueden analizar previo al modelado y análisis estructural con el programa ETABS son:

**Tabla 4. 10. Irregularidades en planta en el edificio.**

Fuente: Elaboración propia

Irregularidad en planta	Dirección “X”	Dirección “Y”
Esquina entrante	No existe	No existe
Discontinuidad de Diafragma	No existe	No existe
Irregularidad por sistemas no paralelos	No existe	No existe

Coeficientes de irregularidad en planta:  $I_{px}=1$   $I_{py}=1$  para ambos casos, tanto el edificio de concreto como el edificio de acero estructural.

#### IV.5.1.2. Irregularidad en altura

En altura la Norma E.030 especifica las siguientes irregularidades: Irregularidad de rigidez-piso blando; irregularidad de resistencia-piso débil; irregularidad extrema de rigidez; irregularidad extrema de resistencia; irregularidad de masa o peso; irregularidad geométrica vertical; discontinuidad en los sistemas resistentes, discontinuidad extrema de los sistemas resistentes. Sin embargo, al igual que en las irregularidades en planta, previo al modelado y análisis con ETABS, el tesista verifico las siguientes irregularidades:

**Tabla 4. 11. Irregularidades en altura en el edificio.**

Fuente: Elaboración propia.

Irregularidad en altura	Dirección “X”	Dirección “Y”
Irregularidad de masa o peso	No existe	No existe
Irregularidad geométrica vertical	No existe	No existe

#### IV. 5.1.3. Excentricidad accidental

Tal como lo indica la Norma E.030 para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel ( $e_i$ ), se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En ambos sistemas estructurales se definió el valor antes indicado como excentricidad accidental, ingresando dicho valor en el modelo de ETABS.

#### IV.5.2. Estimación del peso del edificio

La masa del edificio se obtuvo del programa ETABS 2017 V.2.0, versión educativa, verificando su validez mediante hoja de cálculo Excel, se obtuvo el peso de la edificación multiplicando la masa de cada uno de los pisos por 9.81 m2/seg.

Para el caso de nuestra edificación de categoría “C” el peso se obtendrá al sumar el 100% de la Carga Muerta más el 25% de la Carga viva, en el programa ETABS se introducen estos porcentajes en la opción mass source. A continuación, se muestra la distribución de masas y pesos por cada nivel del edificio.

**Tabla 4. 12. Peso del edificio de Concreto vs edificio de acero.**

Fuente: Masas obtenidas del software ETABS 2017, Versión educativa. Elaboración propia.

EDIFICIO-CONCRETO		EDIFICIO DE ACERO	
Piso	Masa	Piso	Masa
Piso 6	189.69	Story6	156.27
Piso 5	274.03	Story5	233.39
Piso 4	274.03	Story4	244.83
Piso 3	274.03	Story3	256.40
Piso 2	274.03	Story2	260.22
Piso 1	284.63	Story1	271.25
Base	26.08	Base	36.26
<b>Total</b>	<b>1596.50 Ton.</b>	<b>Total</b>	<b>1458.62 Ton.</b>

### **IV.5.3. Modelado del edificio**

Para realizar el análisis estructural del edificio por cargas de gravedad se utilizó el software estructural ETABS 2017, versión educativa, a continuación, se indican las consideraciones que se tomaron para realizar el modelado del edificio:

La altura a partir del segundo piso al sexto es de 3.2 m entre entrepisos, las dimensiones de los elementos estructurales fueron modelados en el programa ETABS 2017, versión educativa, tal como se predefinió en el capítulo de predimensionamiento.

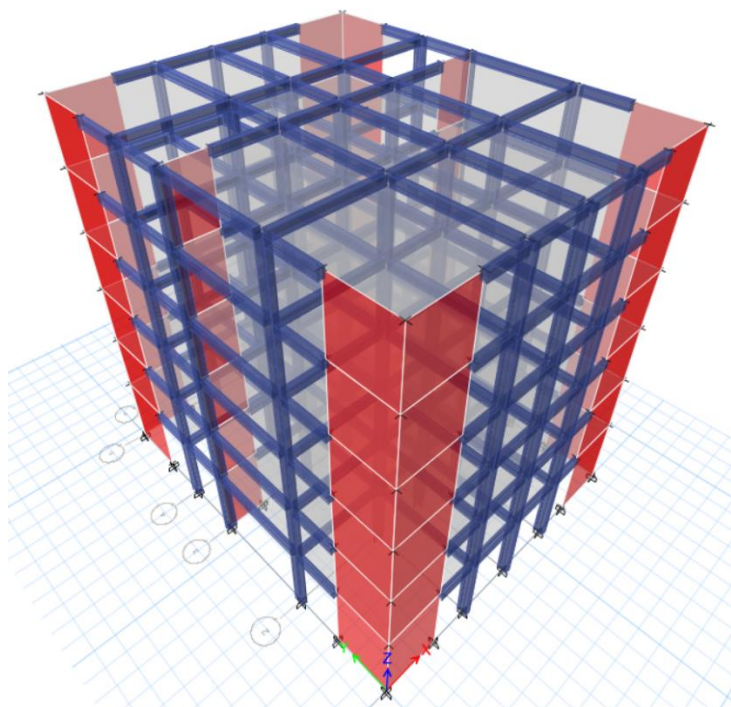
Las escaleras no fueron consideradas en el modelo, pues al ser de estructura metálica se aislará de la superestructura.

Asimismo, no se ha considerado dentro del modelo el cuarto de máquinas del ascensor ni la cisterna. El peso propio de los elementos será calculado por el programa.

En el caso del edificio de Muros estructurales, a cada entrepiso se asignó diagrama rígido; mientras que al edificio de Arriostres excéntricos no se definió diafragma rígido, a fin de verificar las fuerzas axiales en el enlace o “link”.

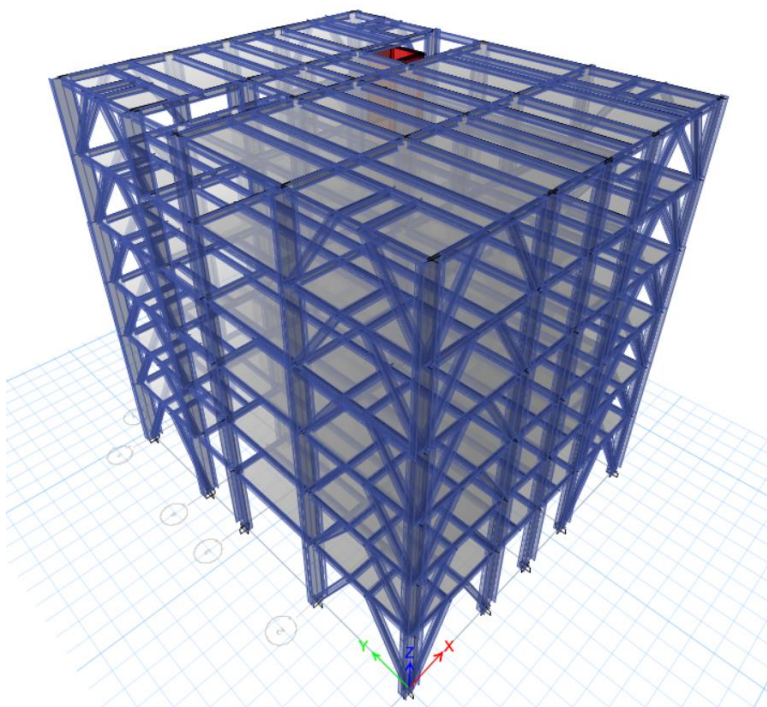
la sobrecarga fue considerada igual a 200 Kg/m<sup>2</sup> en todos los pisos tal como lo especifica la Norma E.020 CARGAS del Reglamento Nacional de edificaciones y en la azotea una sobrecarga de 100 Kg/m<sup>2</sup>.

Las masas fueron obtenidas directamente por el programa ETABS, en base al modelo, a partir de las cargas aplicadas y el peso propio de los elementos, considerando 100% carga muerta + 25% carga viva. Para ello el tesista ingreso los datos antes descritos en Mass Source  
La carga muerta se asignó secuencialmente para simular el proceso constructivo del edificio, el programa tiene una opción para este fin.



**Figura 4. 2. Vista 3D edificio de muros estructurales de concreto armado.**

Fuente: Modelado en software ETABS 2016, versión educativa.



**Figura 4. 3. Vista en 3D de modelo estructural de edificio acero arriostres excéntricos.**

Fuente: Modelado en software ETABS 2016, versión educativa.

#### IV.5.4. Análisis Estático

##### IV.5.4.1. Análisis estático en el edificio de Concreto

Consistió en determinar el valor del cortante estático, reemplazando los valores antes expuestos, en la fórmula especificada en la Norma E.030 para determinar el cortante en la base:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que:

$$C/R \geq 0,125$$

**Tabla 4. 13. Cálculo de cortante estático-edificio de concreto.**

Fuente: Elaboración propia

Dirección	Z	U	C	S	R	P	V
X	0.45	1.0	2.5	1.10	6	1596.50	329.28
Y	0.45	1.0	2.5	1.10	6	1596.50	329.28

De esta manera se obtuvo los valores del cortante estático en la base, para cada dirección tomando en consideración que no presentó irregularidad tanto en planta como en altura.

$$V_x = V_y = 329.28 \text{ Ton}$$

##### IV.5.4.2. Análisis estático en el edificio de acero

Se procedió de forma similar, reemplazando los valores que la formula requiere y que fueron analizados Z, U, C, S, R, P

$$V_x = V_y = 225.63 \text{ Ton}$$

Estos valores se analizaron con el objetivo de verificar cual es el cortante mínimo de diseño que especifica la Norma E-030 para la edificación en estudio.

#### IV.5.5. Análisis Dinámico

El análisis sísmico se realizó con la finalidad de verificar que la estructura cuente con la configuración estructural adecuada para resistir las solicitaciones sísmicas a las que estará expuesta en algún momento de su vida útil, en nuestro país es obligatorio que se hagan los respectivos controles de rigidez resistencia y regularidad tal como lo indica la NORMA E-030.

El modelo dinámico considera las rigideces y las inercias de los elementos estructurales, suponiendo diafragmas rígidos los cuales compatibilizan las deformaciones de los elementos pertenecientes al entrepiso considerando masas en los centros de masa de cada diafragma, la masa se obtiene al sumar el peso propio de los elementos los porcentajes de las cargas vivas y muertas que corresponden según la categoría de uso, en nuestro caso la categoría del edificio es C por tanto, tal como lo indica la Norma E.030 en el numeral 4.3 Estimación de Peso, tendremos que sumar el 100% de la carga muerta (Peso propio más carga muerta) más el 25% de la carga viva

**PESO EN X; Y= 100% CM + 25% CV**

##### IV.5.5.1. Análisis de modos de vibración en el edificio de Concreto

Los modos de vibración dependen de la rigidez que tenga cada edificación, en el caso estudiado la rigidez está dada en gran porcentaje por las placas que se han dispuesto en ella, cada modo de vibración está asociado a una forma de vibrar y a un periodo de vibración, en el modelado del edificio se estableció tres grados de libertad, por tanto, al tener seis pisos se obtuvo un total de 18 modos de vibración, de los cuales a continuación se muestran los doce primeros:

**Tabla 4. 14. Modos de vibración y participación de masas de la estructura de concreto-X.**

Fuente: Datos obtenidos del software ETABS 2017, versión educativa.

Caso	Modo	Periodo	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0.516	0.000	0.731	0	0.300	0.000	0.000
Modal	2	0.504	0.725	0.731	0	0.000	0.306	0.000
Modal	3	0.297	0.725	0.731	0	0.000	0.000	0.716
Modal	4	0.124	0.725	0.917	0	0.454	0.000	0.000
Modal	5	0.118	0.914	0.917	0	0.000	0.441	0.000
Modal	6	0.068	0.914	0.917	0	0.000	0.000	0.200
Modal	7	0.056	0.914	0.970	0	0.144	0.000	0.000
Modal	8	0.053	0.969	0.970	0	0.000	0.147	0.000
Modal	9	0.036	0.969	0.989	0	0.064	0.000	0.000
Modal	10	0.033	0.989	0.989	0	0.000	0.066	0.000
Modal	11	0.032	0.989	0.989	0	0.000	0.001	0.056
Modal	12	0.031	0.989	0.991	0	0.006	0.000	0.000



En la tabla 4.14. Se observa que el periodo “T” de la estructura es de 0.504 seg en la dirección “X” y 0.516 seg en la dirección “Y”. Los cuales son valores coherentes, toda vez que como se puede observar en la configuración en planta de nuestra edificación, las longitudes de las placas en la dirección Y son similares a las placas dispuestas en la dirección X.

#### IV.5.5.2. Análisis de modos de vibración en el edificio de Acero

Los modos de vibración y los periodos correspondientes se muestran en la figura adjunta:

**Tabla 4. 15. Modos de vibración y participación de masas de la estructura de acero-Y.**

Fuente: Datos obtenidos del Modelado en software ETABS 2017, versión educativa.

Caso	Modo	Periodo	Sum UX	Sum UY	UZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0.5890	0.1098	0.6461	0	0.2122	0.0422	0.0273
Modal	2	0.5640	0.7447	0.7622	0	0.0392	0.2561	0.0000
Modal	3	0.4020	0.7469	0.7813	0	0.0115	0.0016	0.7709
Modal	4	0.1860	0.75	0.9104	0	0.4894	0.0097	0.0017
Modal	5	0.1630	0.8892	0.9151	0	0.0149	0.4061	0.0005
Modal	6	0.1270	0.8912	0.9207	0	0.0163	0.0050	0.1159
Modal	7	0.1110	0.8916	0.9587	0	0.0812	0.0008	0.0008
Modal	8	0.0840	0.9417	0.9594	0	0.0017	0.1080	0.0034
Modal	9	0.0780	0.9419	0.9785	0	0.0675	0.0004	0.0001
Modal	10	0.0720	0.9485	0.9788	0	0.0007	0.0147	0.0380
Modal	11	0.0610	0.9485	0.9915	0	0.0391	0.0000	0.0000
Modal	12	0.0550	0.9682	0.9916	0	0.0003	0.0594	0.0036
Modal	13	0.0500	0.9683	0.9916	0	0.0001	0.0003	0.0000
Modal	14	0.0490	0.9721	0.9916	0	0.0000	0.0116	0.0167
Modal	15	0.0460	0.9721	0.9974	0	0.0190	0.0000	0.0000
Modal	16	0.0450	0.9722	0.9974	0	0.0002	0.0002	0.0000
Modal	17	0.0410	0.9859	0.9975	0	0.0001	0.0406	0.0013
Modal	18	0.0390	0.9876	0.9975	0	0.0000	0.0043	0.0000
Modal	19	0.0390	0.9876	0.9976	0	0.0002	0.0000	0.0002
Modal	20	0.0380	0.9878	0.9976	0	0.0000	0.0008	0.0099
Modal	21	0.0360	0.9879	0.9976	0	0.0001	0.0001	0.0001
Modal	22	0.0360	0.9879	0.9977	0	0.0001	0.0001	0.0003
Modal	23	0.0340	0.989	0.9977	0	0.0001	0.0040	0.0002
Modal	24	0.0340	0.989	0.9977	0	0.0001	0.0000	0.0000
Modal	25	0.0320	0.9916	0.9977	0	0.0000	0.0083	0.0001
Modal	26	0.0320	0.9917	0.9977	0	0.0001	0.0003	0.0004
Modal	27	0.0320	0.9919	0.9978	0	0.0000	0.0006	0.0000
Modal	28	0.0310	0.9919	0.9978	0	0.0001	0.0002	0.0000
Modal	29	0.0310	0.9937	0.9978	0	0.0000	0.0053	0.0004
Modal	30	0.0300	0.9939	0.9978	0	0.0001	0.0005	0.0004

Como se observa, la estructura tiene un periodo en “X” de 0.564 seg; mientras que en la dirección “Y”, tenía un periodo de 0.589 seg. Los valores de los periodos se encuentran en el rango de lo permisible y acorde a la estructuración de la edificación en las diferentes direcciones.

#### **IV.5.5.3. Verificación de participación de masas**

Para la verificación de participación de masas se utilizaron las tablas 4.14 y 4.15 anexas en verificación de periodos. Como señala la Norma E.030, en su numeral 29.1.2. Modos de vibración, en cada dirección se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas seas por lo menos el 90% de la masa total; en nuestro caso a partir del modo 8 la sumatoria de participación de masas supera el 90% para ambos edificios, por lo cual se debe tomar en consideración los resultados obtenidos en estos modos. De no haberse cumplido con lo especificado en la Norma E.030, se hubiera tenido que modificar el número de modos y nuevamente realizar el análisis estructural.

#### **IV.5.5.4. Análisis dinámico por combinación espectral**

En la norma E.030 se especifican dos tipos de análisis dinámico: análisis dinámico modal espectral y análisis dinámico de Tiempo-Historia; se empleó el análisis Dinámico espectral, considerando que la norma específica que cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados obtenidos del mismo.

En cada dirección se utilizó un espectro de pseudo-aceleraciones tal como lo define la Norma E.030; en el caso de la dirección vertical se empleará valores del espectro iguales a 2/3 de los valores del espectro empleado en dirección horizontal.

##### **A. Espectro De Diseño**

El espectro de diseño en la dirección horizontal estará definido por:

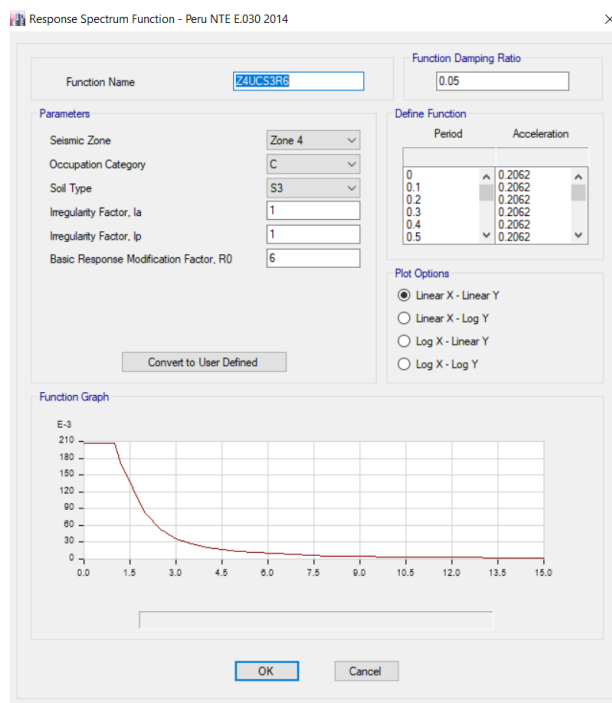
$$Sa = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

Donde:

Sa : Pseudo-aceleración

g : Aceleración de la Gravedad=9.81m/s<sup>2</sup>

A continuación, se muestra el espectro de diseño empleado en el análisis sísmico dinámico en las direcciones horizontales X e Y



**Figura 4. 4. Espectro de diseño-concreto.**

Fuente: Espectro obtenido de software ETABS 2017, versión educativa.

## B. Análisis del coeficiente de reducción

### B.1. Análisis del coeficiente de reducción en concreto

Se realizó la verificación del coeficiente de reducción sísmica asumida, el edificio fue configurado estructuralmente por muros portantes (placas) por tanto tal como indica la Norma E.030 los muros portantes deberían resistir más del 70% del cortante sísmico en la base, condición que se cumplió como se muestra en las tablas adjuntas.

**Tabla 4. 16. Porcentaje de cortante que absorben los muros portantes en el eje X.**

Fuente: Elaboración propia

EJE X-SISMO ESTATICO		
Elemento	Primer Piso	Muros portantes
Cortante	261.17	249.25
Porcentaje	95.44%	

**Tabla 4. 17. Porcentaje de cortante que absorben los muros portantes en el eje Y.**

Fuente: Elaboración propia

<b>EJE Y-SISMO ESTATICO</b>		
<b>Elemento</b>	<b>Primer Piso</b>	<b>Muros portantes</b>
Cortante	262.83	241.39
Porcentaje	91.84%	

De los resultados anteriores se concluyó que el valor del coeficiente de reducción sísmica “Ro” era el correcto y se trataba de un sistema estructural de muros portantes correspondiendo un coeficiente de  $R_o=6$  el cual debemos multiplicar por los valores de “Ia” e “Io”, de las irregularidades tanto en planta como en altura.

#### IV.5.5.5 Análisis de irregularidades en planta y altura

##### A. Irregularidad en edificio de muros estructurales de concreto armado

Se verificó si existían irregularidades en altura del edificio analizado:

**Tabla 4. 18. Revisión de irregularidad rigidez-piso blando en eje X.**

Fuente: Análisis estructural realizado en software ETABS 2017, versión educativa.

<b>Piso</b>	<b>Caso de carga</b>	<b>Drift X (m)</b>	<b>Stiffness X (Tonf/m)</b>	<b>Cociente</b>	<b>Comprobación</b>
Piso 6	SS-EST XX	0.002705	29348.609		
Piso 5	SS-EST XX	0.002896	69121.302	2.355	OK
Piso 4	SS-EST XX	0.003007	99160.802	1.434	OK
Piso 3	SS-EST XX	0.002888	129319.776	1.304	OK
Piso 2	SS-EST XX	0.002392	178085.077	1.377	OK
Piso 1	SS-EST XX	0.00141	324269.204	1.821	OK

**Tabla 4. 19. Revisión de irregularidad de rigidez-piso blando en eje Y.**

Fuente: Análisis estructural realizado en software ETABS 2017, versión educativa.

<b>Piso</b>	<b>caso de carga</b>	<b>Drift X (m)</b>	<b>Stiffness X (Tonf/m)</b>	<b>Cociente</b>	<b>Comprobación</b>
Piso 6	SS-EST YY	0.001104	64695.361		
Piso 5	SS-EST YY	0.001127	159760.259	2.469	OK
Piso 4	SS-EST YY	0.00111	241634.07	1.512	OK
Piso 3	SS-EST YY	0.001016	330844.958	1.369	OK
Piso 2	SS-EST YY	0.000823	465976.351	1.408	OK
Piso 1	SS-EST YY	0.000546	753481.467	1.617	OK

**Tabla 4. 20. Revisión de irregularidad de masa o peso.**

Fuente: Análisis estructural realizado en software ETABS 2017, versión educativa.

Piso	Masa	Comprobación	Resultado
Piso 6	189.69	1.44	OK
Piso 5	274.03	1	OK
Piso 4	274.03	1	OK
Piso 3	274.03	1	OK
Piso 2	274.03	1	OK
Piso 1	284.63	1.04	OK
<b>Factor de irregularidad</b>			<b>1</b>

**Tabla 4. 21. Revisión de irregularidad geométrica vertical y de discontinuidad de sistemas.**

Fuente: Análisis estructural realizado en software ETABS 2017, versión educativa.

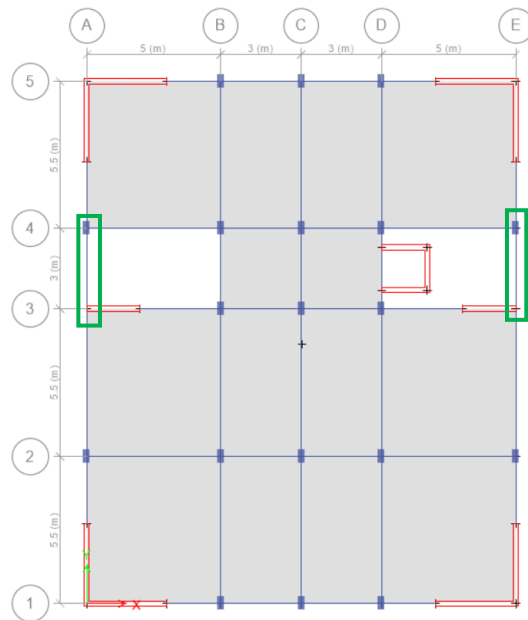
Irregularidad	Observación	Coeficiente de irregularidad
Geométrica vertical	Las dimensiones en plantas son las mismas en todo el edificio	1
Discontinuidad en los sistemas resistentes	Todos los elementos estructurales se mantienen en todos los pisos	1
Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes	Todos los elementos estructurales se mantienen en todos los pisos	1

Se verificó si existían irregularidades en altura del edificio analizado:

**Tabla 4. 22. Revisión de irregularidad torsional.**

Fuente: Análisis estructural realizado en software ETABS 2017, versión educativa.

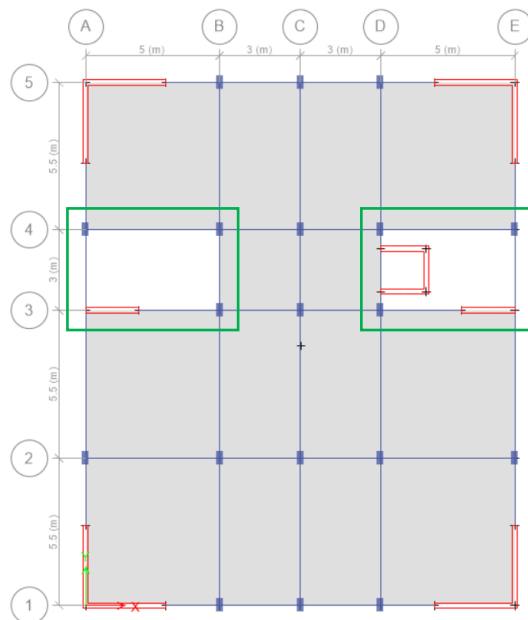
Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX (m)	UY (m)	X	Y	Comprobación
Story6	29	243	desplazamiento máx.	0.1052	0.1031	0.9729	0.9672	OK
Story6	31	234	desplazamiento máx.	0.1052	0.1101	0.9729	1.0328	OK
Story6	36	252	desplazamiento máx.	0.1111	0.1031	1.0271	0.9672	OK
Story6	37	261	desplazamiento máx.	0.1111	0.1101	1.0271	1.0328	OK
PROMEDIO			desplazamiento máx.	0.1082	0.1066			
Story5	29	242	desplazamiento máx.	0.0857	0.0845	0.9725	0.9672	OK
Story5	31	233	desplazamiento máx.	0.0857	0.0902	0.9725	1.0328	OK
Story5	36	251	desplazamiento máx.	0.0906	0.0845	1.0275	0.9672	OK
Story5	37	260	desplazamiento máx.	0.0906	0.0902	1.0275	1.0328	OK
PROMEDIO			desplazamiento máx.	0.0882	0.0874			
Story4	29	244	desplazamiento máx.	0.0653	0.0646	0.9721	0.9671	OK
Story4	31	235	desplazamiento máx.	0.0653	0.0690	0.9721	1.0329	OK
Story4	36	253	desplazamiento máx.	0.0690	0.0646	1.0279	0.9671	OK
Story4	37	262	desplazamiento máx.	0.0690	0.0690	1.0279	1.0329	OK
PROMEDIO			desplazamiento máx.	0.0671	0.0668			
Story3	29	245	desplazamiento máx.	0.0446	0.0444	0.9715	0.9670	OK
Story3	31	236	desplazamiento máx.	0.0446	0.0474	0.9715	1.0330	OK
Story3	36	254	desplazamiento máx.	0.0472	0.0444	1.0285	0.9670	OK
Story3	37	263	desplazamiento máx.	0.0472	0.0474	1.0285	1.0330	OK
PROMEDIO			desplazamiento máx.	0.0459	0.0459			
Story2	29	246	desplazamiento máx.	0.0252	0.0254	0.9701	0.9669	OK
Story2	31	237	desplazamiento máx.	0.0252	0.0271	0.9701	1.0331	OK
Story2	36	255	desplazamiento máx.	0.0268	0.0254	1.0299	0.9669	OK
Story2	37	264	desplazamiento máx.	0.0268	0.0271	1.0299	1.0331	OK
PROMEDIO			desplazamiento máx.	0.0260	0.0263			
Story1	29	247	desplazamiento máx.	0.0095	0.0099	0.9652	0.9669	OK
Story1	31	238	desplazamiento máx.	0.0095	0.0106	0.9652	1.0331	OK
Story1	36	256	desplazamiento máx.	0.0102	0.0099	1.0348	0.9669	OK
Story1	37	265	desplazamiento máx.	0.0102	0.0106	1.0348	1.0331	OK
PROMEDIO			desplazamiento máx.	0.0099	0.0103			



**Figura 4. 5. Evaluación de irregularidad por esquinas entrantes.**

Fuente: Modelo realizado en software ETABS 2017, versión educativa.

Como se observa en la figura, no se puede afirmar que existe una esquina entrante pues existen vigas tanto en el eje A como eje B entre los ejes 3 y 4.



**Figura 4. 6. Verificación de irregularidad por discontinuidad en el diafragma.**

Fuente: Modelo realizado en software ETABS 2017, versión educativa.

En cuanto a discontinuidad en el diafragma, el área de la abertura en la losa es de 30 m<sup>2</sup>; equivalente a un 9.61% del área total de la estructura, por lo que no existe discontinuidad en el diafragma.

## B. Irregularidad en edificio de pórticos de acero con arriostres excéntricos

**Tabla 4. 23. Revisión de irregularidad de rigidez edificio de acero-piso blando en eje X.**

Fuente: Análisis estructural realizado en software ETABS 2017, versión educativa.

Story	Load Case	Stiffness X	Cociente	Comprobación
Story6	SS-EST XX	12715.565		
Story5	SS-EST XX	23849.503	1.876	OK
Story4	SS-EST XX	30817.875	1.292	OK
Story3	SS-EST XX	38476.966	1.248	OK
Story2	SS-EST XX	50023.454	1.300	OK
Story1	SS-EST XX	82357.546	1.646	OK

**Tabla 4. 24. Revisión de irregularidad de rigidez edificio de acero-piso blando en eje Y.**

Fuente: Análisis estructural realizado en software ETABS 2017, versión educativa.

Story	Load Case	Stiffness Y	Cociente	Comprobación
Story6	SS-EST YY	13803.900		
Story5	SS-EST YY	25853.492	1.873	OK
Story4	SS-EST YY	32092.048	1.241	OK
Story3	SS-EST YY	38616.605	1.203	OK
Story2	SS-EST YY	46278.310	1.198	OK
Story1	SS-EST YY	65992.901	1.426	OK



**Tabla 4. 25. Revisión de irregularidad de masa o peso en edificio de acero**

Fuente: Análisis estructural realizado en software ETABS 2017, versión educativa.

Piso	Masa	Comprobación	Resultado
Piso 6	155.40		OK
Piso 5	231.80		OK
Piso 4	241.40	1.041412759	OK
Piso 3	251.13	1.040290172	OK
Piso 2	251.13	1	OK
Piso 1	256.63	1.021916541	OK
<b>Factor de irregularidad</b>			<b>1</b>

**Tabla 4. 26. Revisión de irregularidad geométrica vertical y de discontinuidad de sistemas.**

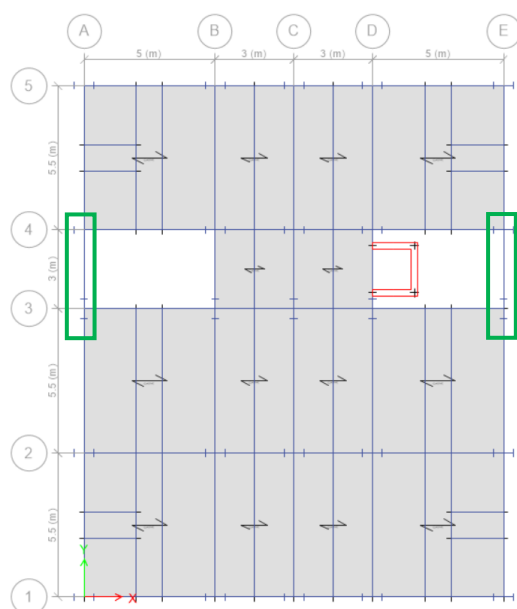
Fuente: Análisis estructural realizado en software ETABS 2017, versión educativa.

Irregularidad	Observación	Coeficiente de irregularidad
Geométrica vertical	Las dimensiones en plantas son las mismas en todo el edificio	1
Discontinuidad en los sistemas resistentes	Todos los elementos estructurales se mantienen en todos los pisos	1
Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes	Todos los elementos estructurales se mantienen en todos los pisos	1

**Tabla 4. 27. Verificación de irregularidad torsional en edificio de acero.**

Fuente: Análisis estructural realizado en software ETABS 2017, versión educativa.

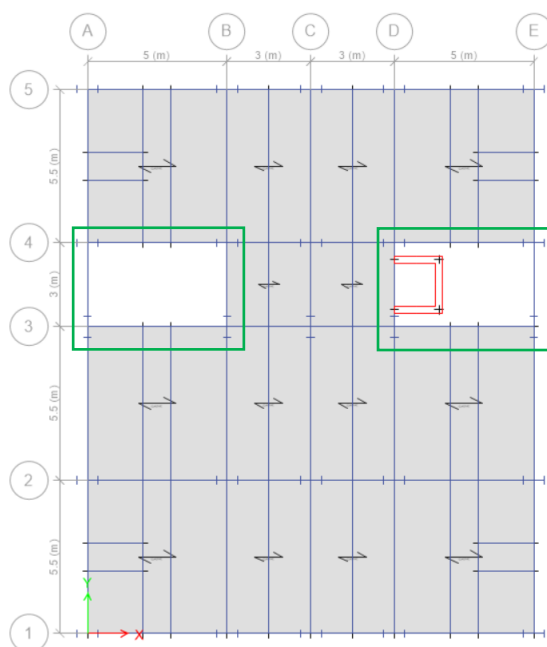
Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX (m)	UY (m)	X	Y	Comprobación
Story6	1	209	desplazamiento máx.	0.1637	0.1619	1.0744	1.1548	OK
Story6	21	225	desplazamiento máx.	0.1637	0.1185	1.0744	0.8452	OK
Story6	65	191	desplazamiento máx.	0.1410	0.1619	0.9256	1.1548	OK
Story6	73	207	desplazamiento máx.	0.1410	0.1185	0.9256	0.8452	OK
PROMEDIO			desplazamiento máx.	0.1523	0.1402			
Story5	1	210	desplazamiento máx.	0.1439	0.1455	1.0856	1.1685	OK
Story5	21	226	desplazamiento máx.	0.1439	0.1036	1.0856	0.8315	OK
Story5	65	192	desplazamiento máx.	0.1212	0.1455	0.9144	1.1685	OK
Story5	73	208	desplazamiento máx.	0.1212	0.1036	0.9144	0.8315	OK
PROMEDIO			desplazamiento máx.	0.1326	0.1245			
Story4	1	254	desplazamiento máx.	0.1177	0.1210	1.0941	1.1851	OK
Story4	21	262	desplazamiento máx.	0.1177	0.0832	1.0941	0.8149	OK
Story4	65	245	desplazamiento máx.	0.0974	0.1210	0.9059	1.1851	OK
Story4	73	253	desplazamiento máx.	0.0974	0.0832	0.9059	0.8149	OK
PROMEDIO			desplazamiento máx.	0.1076	0.1021			
Story3	1	274	desplazamiento máx.	0.0859	0.0903	1.1022	1.2001	OK
Story3	21	282	desplazamiento máx.	0.0859	0.0602	1.1022	0.7999	OK
Story3	65	265	desplazamiento máx.	0.0700	0.0903	0.8978	1.2001	OK
Story3	73	273	desplazamiento máx.	0.0700	0.0602	0.8978	0.7999	OK
PROMEDIO			desplazamiento máx.	0.0780	0.0753			
Story2	1	304	desplazamiento máx.	0.0525	0.0573	1.1143	1.2137	OK
Story2	21	312	desplazamiento máx.	0.0525	0.0371	1.1143	0.7863	OK
Story2	65	295	desplazamiento máx.	0.0417	0.0573	0.8857	1.2137	OK
Story2	73	303	desplazamiento máx.	0.0417	0.0371	0.8857	0.7863	OK
PROMEDIO			desplazamiento máx.	0.0471	0.0472			
Story1	1	324	desplazamiento máx.	0.0214	0.0250	1.1355	1.2205	OK
Story1	21	332	desplazamiento máx.	0.0214	0.0160	1.1355	0.7795	OK
Story1	65	315	desplazamiento máx.	0.0163	0.0250	0.8645	1.2205	OK
Story1	73	323	desplazamiento máx.	0.0163	0.0160	0.8645	0.7795	OK
PROMEDIO			desplazamiento máx.	0.0188	0.0205			



**Figura 4. 7. Revisión de esquina entrante en edificio de acero.**

Fuente: Modelo realizado en software ETABS 2017, versión educativa.

Como se observa en la figura, no se puede afirmar que existe una esquina entrante pues existen vigas tanto en el eje A como eje B entre los ejes 3 y 4.



**Figura 4. 8. Revisión de irregularidad de esquina entrante en edificio de acero.**

Fuente: Modelo realizado en software ETABS 2017, versión educativa.

En cuanto a discontinuidad en el diafragma, el área de la abertura en la losa es de 30 m<sup>2</sup>; equivalente a un 9.61% del área total de la estructura, por lo que no existe discontinuidad en el diafragma.

## C. Control De Desplazamientos Laterales relativos

### C.1. Verificación de desplazamientos laterales relativos en el edificio de concreto:

**Tabla 4. 28. Desplazamientos laterales relativos inelásticos en edificio de concreto dirección X.**

Fuente: Desplazamientos obtenidos de ETABS 2017, versión educativa. Elaboración propia.

	Load Case/Combo	Dirección	$\Delta$ deriva inelástica
Piso 6	DESPLAZAMIENTO Max	X	0.005519
Piso 5	DESPLAZAMIENTO Max	X	0.005787
Piso 4	DESPLAZAMIENTO Max	X	0.005811
Piso 3	DESPLAZAMIENTO Max	X	0.005391
Piso 2	DESPLAZAMIENTO Max	X	0.004361
Piso 1	DESPLAZAMIENTO Max	X	0.002172

**Tabla 4. 29. Desplazamientos laterales relativos inelásticos en edificio de concreto dirección Y.**

Fuente: Desplazamientos obtenidos de ETABS 2017, versión educativa. Elaboración propia.

	Load Case/Combo	Dirección	$\Delta$ deriva inelástica
Piso 6	DESPLAZAMIENTO Max	Y	0.005500
Piso 5	DESPLAZAMIENTO Max	Y	0.005854
Piso 4	DESPLAZAMIENTO Max	Y	0.005937
Piso 3	DESPLAZAMIENTO Max	Y	0.005561
Piso 2	DESPLAZAMIENTO Max	Y	0.004543
Piso 1	DESPLAZAMIENTO Max	Y	0.002320

Como se observa las derivas inelásticas son inferiores a 0.007, el cual según la Norma E.030, es el valor máximo permitido para estructuras de concreto armado, por tanto, nuestra edificación cumple con las exigencias especificadas en el CAPÍTULO 5 REQUISITOS DE RIGIDEZ, RESISTENCIA Y DUCTILIDAD.

### C.2. Verificación De Desplazamientos En Acero

La tabla N° 11 de la Norma E.030, indica los límites para la distorsión de entrepiso o derivas limite, para el caso de acero indica que la deriva máxima es de 0.010; a continuación, se muestra que el edificio en estudio cumple con esta restricción.

**Tabla 4. 30. Desplazamientos laterales relativos inelásticos en edificio de acero-X.**

Fuente: Desplazamientos obtenidos de ETABS 2017, versión educativa. Elaboración propia.

Story	combinación	Dirección	Drift
Story6	DESPLAZAMIENTO Max	X	0.007029
Story5	DESPLAZAMIENTO Max	X	0.008803
Story4	DESPLAZAMIENTO Max	X	0.009841
Story3	DESPLAZAMIENTO Max	X	0.009614
Story2	DESPLAZAMIENTO Max	X	0.008377
Story1	DESPLAZAMIENTO Max	X	0.004577

**Tabla 4. 31. Desplazamientos laterales relativos inelásticos en edificio de acero-Y.**

Fuente: Desplazamientos obtenidos de ETABS 2017, versión educativa. Elaboración propia.

Story	Combinación	Dirección	Drift
Story6	DESPLAZAMIENTO Max	Y	0.006017
Story5	DESPLAZAMIENTO Max	Y	0.008136
Story4	DESPLAZAMIENTO Max	Y	0.009480
Story3	DESPLAZAMIENTO Max	Y	0.009644
Story2	DESPLAZAMIENTO Max	Y	0.009125
Story1	DESPLAZAMIENTO Max	Y	0.005753

**D. Fuerza cortante mínima en la base****D.1. Fuerza cortante mínima en la base en el edificio de concreto.**

Tal como lo especifica la norma E.030 en su Numeral 29.4.1. la Fuerza Cortante Mínima para estructuras regulares, el primer entrepiso deberá absorber como mínimo el 80% del cortante estático y para estructuras irregulares, deberá absorber como mínimo el 90%, por tanto, siendo la edificación REGULAR, Se procedió a verificar que el cortante dinámico sea por lo menos el 80% del cortante estático, tal como lo especifica la Norma E.030 en el numeral en mención.

**Tabla 4. 32. Factor de escala para cortante en X**

Fuente: Cortantes obtenidos de ETABS 2017, versión educativa. Elaboración propia.

Piso	Caso de carga	Localización	P	VX
Piso1	SS ESTAT X	Base	0	-323.79
Piso1	SS DIN X Max	Base	0	243.63
Factor de escala				1.063

**Tabla 4. 33. Factor de escala de cortante dinámico en Y-Concreto.**

Fuente: Cortantes obtenidos de ETABS 2017, versión educativa. Elaboración propia.

Piso	Caso de carga	Localización	P	VY
Piso1	SS ESTAT Y	Base	0	-323.79
Piso1	SS DIN Y Max	Base	0	245.18
Factor de escala				1.056

Como se puede observar en Las tablas 4.35 y 4.36, fue necesario amplificar el sismo dinámico a fin de cumplir con los requisitos de cortante mínimo, especificados en el capítulo 29.4 de la norma E.030.

## **D.2. Fuerza Cortante Mínima En La Base En El Edificio De Acero.**

En el caso del edificio de acero, se utilizó el mismo procedimiento que el realizado en el edificio de concreto.

**Tabla 4. 34. Factor de escala de cortante dinámico en X-Acero**

Fuente: Cortantes obtenidos de ETABS 2017, versión educativa. Elaboración propia.

Piso	Caso de carga	Localización	P	VX
Piso1	SS ESTAT X	Base	0	-221.33
Piso1	SS DIN X Max	Base	0	165.26
Factor de escala				1.071

**Tabla 4. 35. Factor de escala de cortante dinámico en Y-Acero.**

Fuente: Cortantes obtenidos de ETABS 2017, versión educativa. Elaboración propia.

Piso	Caso de carga	Localización	P	VY
Piso1	SS ESTAT Y	Base	0	-221.48
Piso1	SS DIN Y Max	Base	0	168.77
Factor de escala				1.049

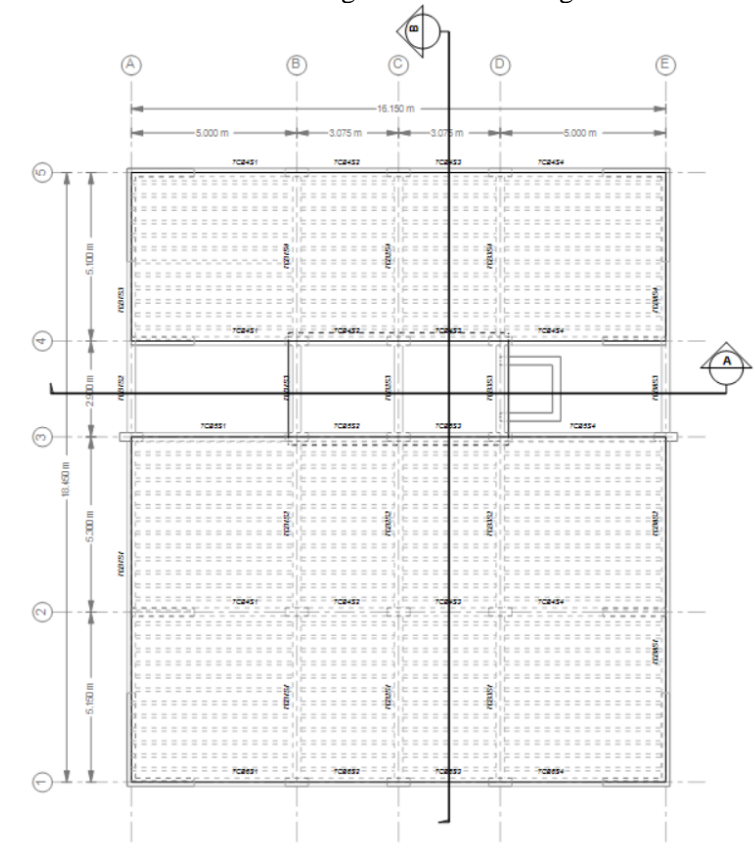
## **IV.5.6. Junta De Separación Sísmica Entre Edificios**

La norma E.030 dispone que toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas, desde el nivel del terreno natural, una distancia mínima “s” para evitar el contacto durante un movimiento sísmico. Siendo dicha distancia igual a 12 cm; Esta distancia “s” cumplía con los requisitos que exige la norma; se estableció en ambas edificaciones una distancia mínima de 15 cm en ambos costados de la edificación.

## IV.6. DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

### IV.6.1. Diseño de losa aligerada

A continuación, se muestra el diseño de una vigueta de la losa aligerada:

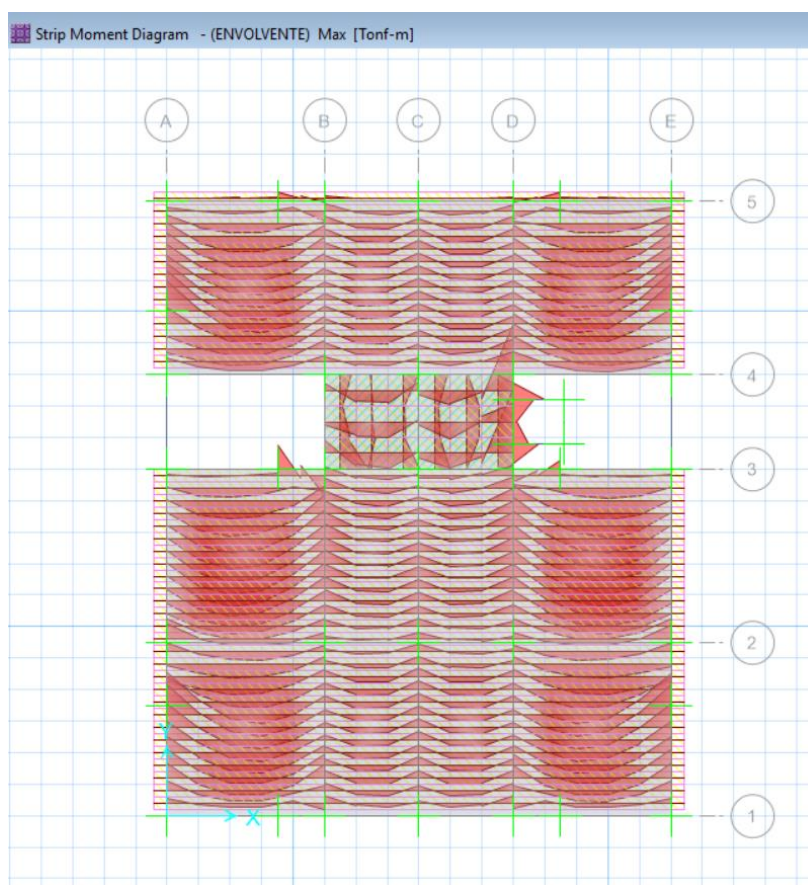


**Figura 4. 9. Planta típica de losa a diseñar.**

Fuente: Obtenidos de software ETABS 2016, versión educativa.

A manera de ejemplo se diseñó la vigueta más larga que se enmarco en la figura antes adjunta. Para el análisis de cargas y obtener las resistencias requeridas se utilizó la siguiente combinación: 1.4 CM + 1.7 CV.

#### IV.6.1.1. Diseño por flexión



**Figura 4. 10. Diagrama de Momentos en losa.**

Fuente: Momentos obtenidos del software SAFE 2016, versión educativa.

Para el diseño por flexión utilizaremos la ecuación :

$$Mu = \phi f' c b d^2 w (1 - 0.59w)$$

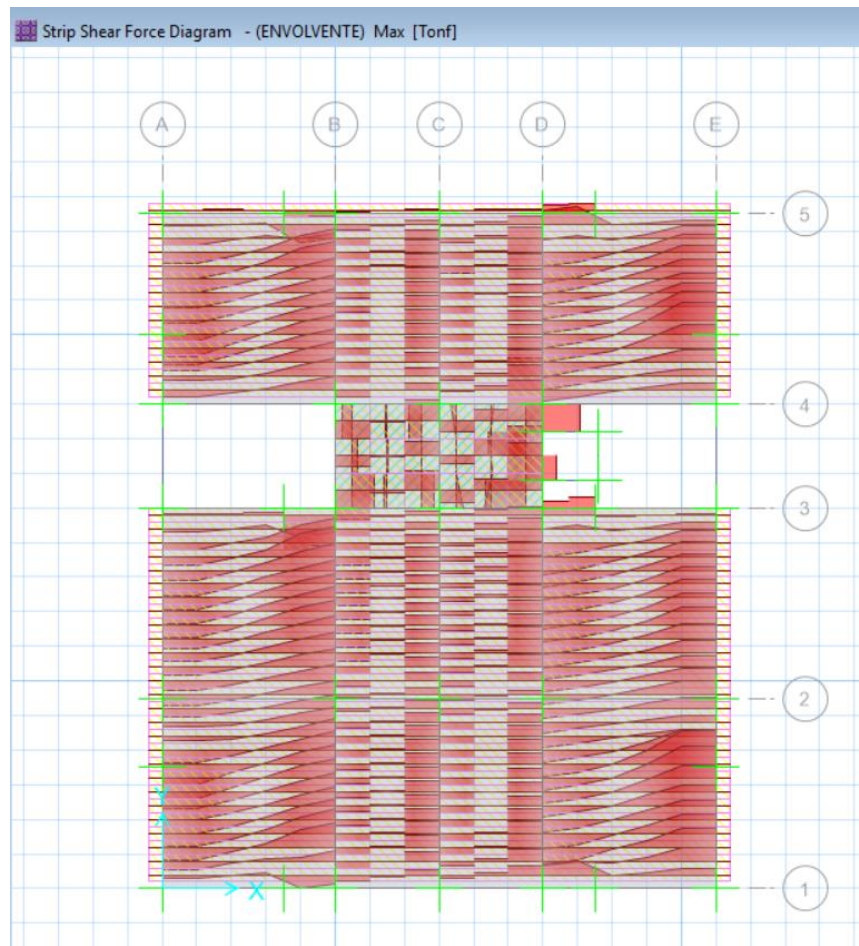
**Tabla 4. 36. Resumen Diseño por Flexión.**

Fuente: Momentos obtenidos del software SAFE 2016. Elaboración propia.

Mu (Ton.m)	b (cm)	d (cm)	W	P	As min	As (cm2)	As max	Ø Acero
1.22	10	22	0.145	0.0073	0.531	1.606	14.025	1Ø1/2''+1Ø3/8''
1.04	40	22	0.029	0.0015	2.125	1.320	14.025	1Ø1/2''+1Ø3/8''
0.66	10	22	0.076	0.0038	0.531	0.836	14.025	1Ø1/2''
0.66	10	22	0.076	0.0038	0.531	0.836	14.025	1Ø1/2''
0.13	40	22	0.003	0.0002	2.125	0.176	14.025	1Ø1/2''
0.36	10	22	0.040	0.0020	0.531	0.440	14.025	1Ø1/2''
0.36	10	22	0.040	0.0020	0.531	0.440	14.025	1Ø1/2''
0.13	40	22	0.003	0.0002	2.125	0.176	14.025	1Ø1/2''
0.64	10	22	0.073	0.0037	0.531	0.814	14.025	1Ø1/2''
0.64	10	22	0.073	0.0037	0.531	0.814	14.025	1Ø1/2''
1.03	40	22	0.029	0.0015	2.125	1.320	14.025	1Ø1/2''+1Ø3/8''
1.26	10	22	0.151	0.0076	0.531	1.672	14.025	1Ø1/2''+1Ø3/8''



#### IV.6.1.2. Diseño por corte



**Figura 4. 11. Diagrama de Cortantes en la Losa.**

Fuente: Cortantes obtenidos de software SAFE 2016, versión educativa.

El cortante lo evaluaremos en ambos extremos de la vigueta en donde se presentan los mayores cortantes a una distancia “d” del eje.

El cortante será asumido por el concreto, debido a que las viguetas no llevan estribos. Es importante señalar que la Norma E.060 de nuestro país en su capítulo 8, disposiciones para losas nervadas, permite amplificar la resistencia al corte de estas en un 10%, ello debido a la redistribución de las sobrecargas locales a las viguetas adyacentes.

Calculamos la resistencia a cortante del concreto  $\phi V_c$

$$V_c = 1.1 * 0.53 * b_w * d * \sqrt{f'_c} = 1.1 * 0.53 * 10 * 22 * \sqrt{210}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.859 = 1.58 \text{ Ton}$$

$$V_{u\max} = 1.4220 \text{ Ton}$$

$$V_{u\min} = 0.502 \text{ Ton}$$

Como se observa no se necesitarán ensanches pues el concreto resistirá la totalidad del cortante actuante.

**Tabla 4. 37. Resumen Diseño por Cortante.**

Fuente: Cortantes obtenidos del software SAFE 2016. Elaboración propia

<b>h = 25 cm</b>					
	Sección A	Sección B	Sección C	Sección D	Sección E
d	22	22	22	22	22
$b_w$	10	10	10	10	10
$\phi V_c$	1579.9	1579.9	1579.9	1579.9	1579.9
$V_u$	956.6	1422.0	500.5	1422.0	899.0
$\phi V_c / V_u$	OK	OK	OK	OK	OK
Longitud de ensanche	--	--	--	--	--

#### IV.6.1.3. Control de deflexiones

El predimensionamiento se hizo con la finalidad de no tener que verificar las deflexiones, por tanto, no se calcularan las mismas.

#### IV.6.1.4. Control de fisuraciones

Para controlar la fisuración se verificó el factor “Z” el mismo que se calcula con la siguiente expresión:

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c \cdot Act}$$

Donde

$$f_s = 0.6 \cdot F_y$$

$$Act = 2 \cdot b \cdot x \cdot d_c / N^\circ \text{ de barras}$$

De acuerdo a la Norma Peruana el parámetro Z debe ser menor a 26,000 Kg/cm en condiciones de exposición exterior y menor a 31, 000 Kg/cm en condiciones de exposición interior.

**Tabla 4. 38. Resumen Control de fisuración de losa aligerada.**

Fuente: Elaboración propia.

Fs	2520.00	Kg/cm <sup>2</sup>
Dc	3	Cm
Act	30	cm <sup>2</sup>
Z	11,293.14	Kg/cm
Z	<	26,000 kg/cm

De acuerdo a los resultados obtenidos nuestro diseño cumple con los controles (por flexión, cortante y fisuración), en las losas aligeradas no se necesitará hacer ensanches, el corte del acero se realizó según las recomendaciones de la Norma E.060.

## IV.6.2. Diseño De Losa maciza

En la figura 4.6 y 4.7 se muestran los diagramas de momentos y cortantes que actúan sobre la losa maciza, a continuación, se muestra el diseño realizado por el tesista.

### IV.6.2.1. Diseño por flexión

De manera similar a lo efectuado con el diseño de la losa aligerada, el tesista realizo el diseño por flexión de la losa maciza, pero ello en ambas direcciones, pues cada paño tenía dimensiones de 3x3 m, a continuación, se muestra el resumen del diseño por flexión, para la dirección en X como en Y respectivamente.

**Tabla 4. 39. Resumen diseño por flexión de losa maciza.**

Fuente: Momentos obtenidos del software SAFE 2016. Elaboración propia.

Mu (Ton.m)	b (cm)	d (cm)	W	P	As min (0.0018*b*h)	As req (cm2)	As max	Ø Acero
-0.35	100	15	0.017	0.001	2.70	1.58	29.75	1Ø1/2" @ 30 cm
1.95	100	15	0.040	0.003	2.70	3.77	29.75	1Ø1/2" @ 30 cm
-0.61	100	15	0.012	0.001	2.70	1.16	29.75	1Ø1/2" @ 30 cm
-0.83	100	15	0.017	0.001	2.70	1.58	29.75	1Ø1/2" @ 30 cm
2.10	100	15	0.044	0.003	2.70	4.07	29.75	1Ø1/2" @ 30 cm
-3.06	100	15	0.154	0.010	2.70	6.01	29.75	1Ø1/2" @ 30 cm + 1Ø1/2" @ 40 cm
-1.89	100	15	0.039	0.003	2.70	3.66	29.75	1Ø1/2" @ 30 cm
-1.05	100	15	0.022	0.001	2.70	2.01	29.75	1Ø1/2" @ 30 cm
-2.67	100	15	0.056	0.004	2.70	5.22	29.75	1Ø1/2" @ 30 cm + 1/2" @ 40 cm
-2.45	100	15	0.051	0.003	2.70	4.77	29.75	1Ø1/2" @ 30 cm + 1/2 @ 50 cm
1.26	100	15	0.151	0.001	2.70	1.58	29.75	1Ø1/2" @ 30 cm

### IV.6.2.2. Diseño por cortante

El diseño por cortante se realizó de la misma manera que en las losas aligeradas, considerando un ancho de 100 cm y la altura efectiva de la losa de 15cm.

$$V_c = 0.53 * b_w * d * \sqrt{f'c} = 0.53 * 100 * 15 * \sqrt{210}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 11.52 = 9.79 \text{ Ton}$$

$$V_{u\max} = 3.86 \text{ Ton}$$

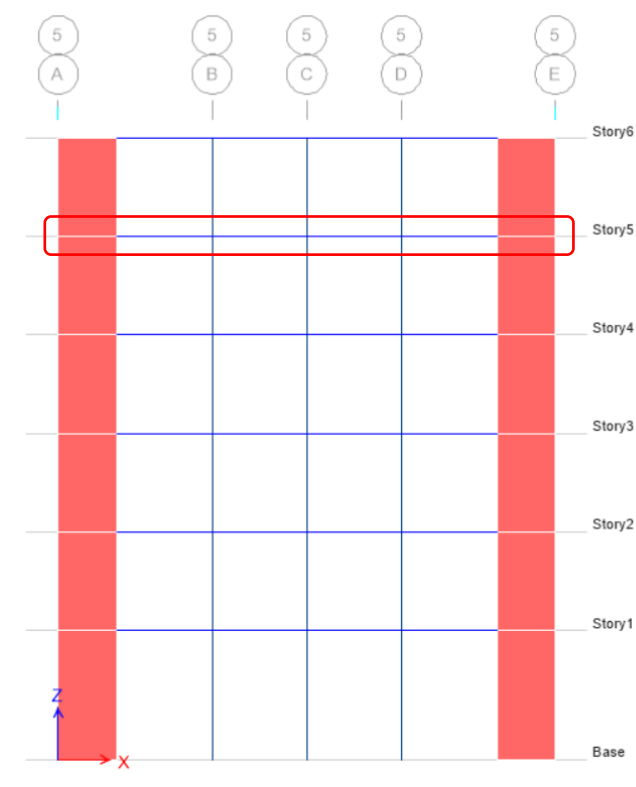
$$V_{u\min} = 0.62 \text{ Ton}$$

Se colocará acero mínimo por cada metro tributario, es decir  $As_{\min} = 0.0018*b*h$ , es decir 2.7 cm<sup>2</sup> por cada m de ancho de losa.

### IV.6.3. Diseño De Vigas

En el presente proyecto, la disposición de los elementos estructurales nos indica que se trata de un sistema de muros estructurales, debido a la existencia predominante de placas o también llamados muros de corte, tal como se verificó anteriormente dichos muros absorben más del 70% cortante, por tanto, las vigas formaran parte de los pórticos con las columnas y placas existentes.

En el capítulo de PREDIMENSIONAMIENTO, se asignó dimensiones a las vigas; se realizó el diseño de las mismas, teniendo en consideración lo estipulado en nuestra norma E.060 de concreto armado, de esta manera se verificó si las dimensiones asignadas eran las apropiadas o era necesaria la modificación de las mismas. En el caso de vigas se diseñó a flexión, cortante y torsión; así mismo debido a que nuestra ciudad se encuentra en la Zona 4 de zonificación de peligro sísmico, se tuvo especial énfasis en proporcionar refuerzo que conlleve a la falla dúctil. Se diseño la Viga del eje 2-2 de todos los pisos como manera de ejemplo.

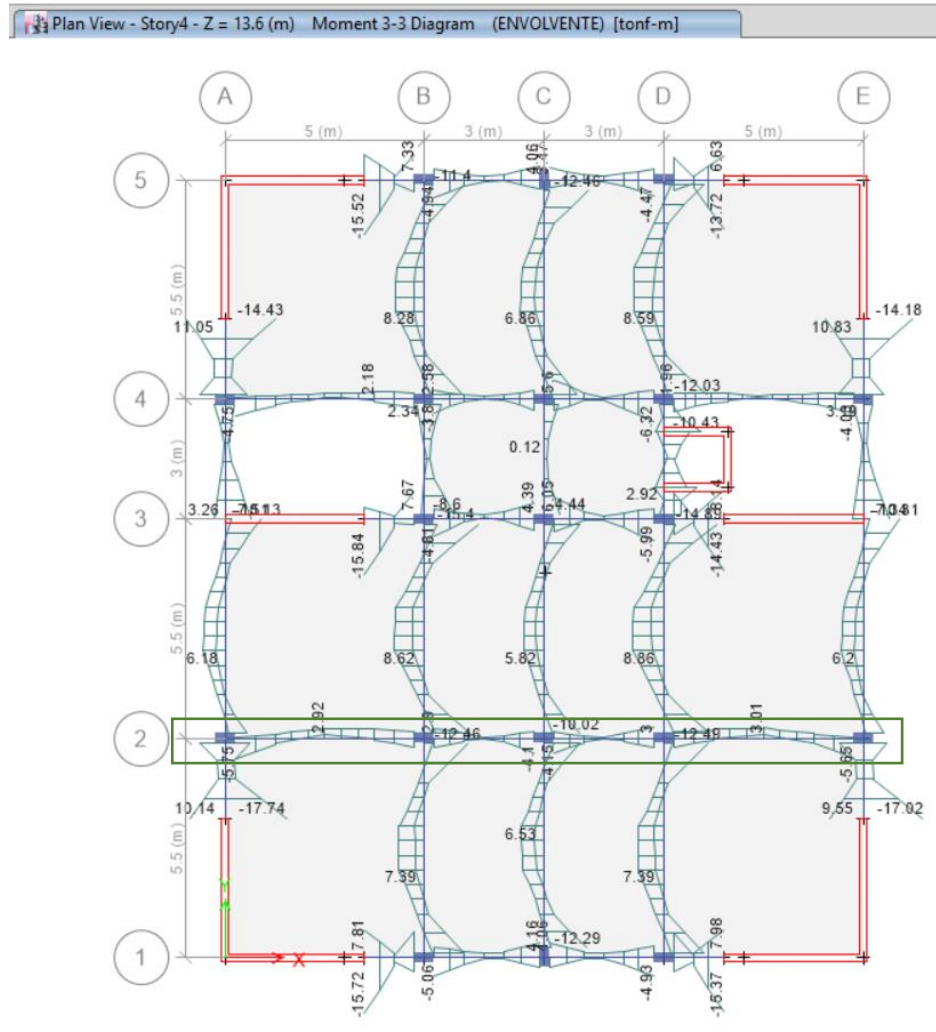


**Figura 4. 12. Esquema de viga a Diseñar**

Fuente: Obtenido de software ETABS 2017, versión educativa. Elaboración propia.

#### IV.6.3.1. Diseño Por Flexión

En la Viga del eje 2-2 del piso 4 se tendrán los mayores momentos; a continuación, se muestra diagrama de Momentos flectores:



**Figura 4. 13. Diagrama de Momentos flectores en vigas.**

Fuente: Obtenido de software ETABS 2017, versión educativa.

En el capítulo de predimensionamiento se definieron dimensiones de 25x50, sin embargo, luego de realizado el diseño se observó que bastaba con vigas de 25x40.

Se analizó las secciones A, B, C, D, E, mediante una hoja de cálculo de Excel se realizaron los cálculos correspondientes; se desarrolló la ecuación  $M_n = \phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2 \cdot w(1 - 0.59w^2)$ ; calculando los posibles valores de “w” se encontró la cuantía requerida “preq”, se verificó que sea menor a la cuantía máxima “pmax”, y mayor a la cuantía mínima:

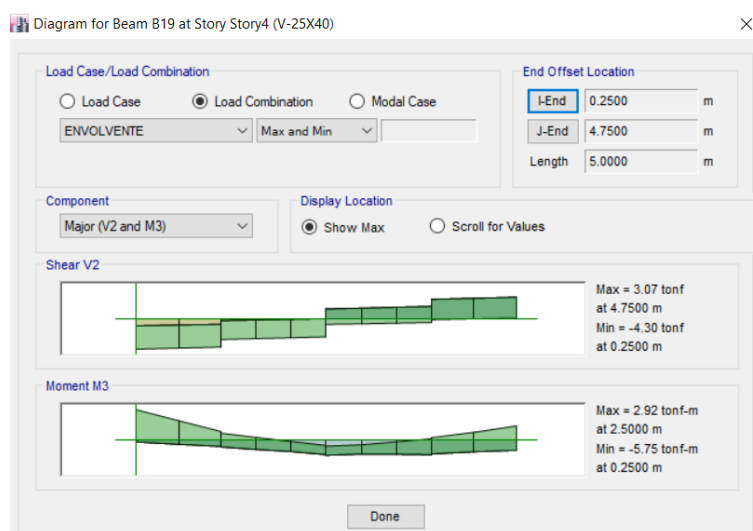
**Tabla 4. 40. Resumen de diseño de viga por flexión.**

Fuente: Momentos obtenidos del diseño estructural realizado con el software ETABS2017, versión educativa.

Mu (Tn-m) =	Mu (kg-cm)	W	$\rho$ requerido	As requerida	As min	a	Descripción
-5.75	575000	0.083	0.006	4.70 cm <sup>2</sup>	2.05 cm <sup>2</sup>	3.32	EJE 2 ENTRE A-B
+2.92	292000	0.041	0.003	2.33 cm <sup>2</sup>	2.05 cm <sup>2</sup>	1.64	EJE 2 ENTRE A-B
-2.66	266000	0.037	0.002	2.12 cm <sup>2</sup>	2.05 cm <sup>2</sup>	1.49	EJE 2 ENTRE A-B
-2.66	266000	0.037	0.002	2.12 cm <sup>2</sup>	2.05 cm <sup>2</sup>	1.49	EJE 2 ENTRE B-C
+2.90	290000	0.041	0.003	2.31 cm <sup>2</sup>	2.05 cm <sup>2</sup>	1.63	EJE 2 ENTRE B-C
-4.10	410000	0.058	0.004	3.30 cm <sup>2</sup>	2.05 cm <sup>2</sup>	2.33	EJE 2 ENTRE B-C
+1.77	177000	0.025	0.002	1.40 cm <sup>2</sup>	2.05 cm <sup>2</sup>	0.99	EJE 2 ENTRE C-D
+3.00	300000	0.219	0.015	2.39 cm <sup>2</sup>	2.05 cm <sup>2</sup>	1.69	EJE 2 ENTRE C-D
-2.66	266000	0.037	0.002	2.12 cm <sup>2</sup>	2.05 cm <sup>2</sup>	1.59	EJE 2 ENTRE C-D
-2.66	266000	0.037	0.002	2.12 cm <sup>2</sup>	2.05 cm <sup>2</sup>	1.49	EJE 2 ENTRE D-E
+2.82	282000	0.040	0.003	2.25 cm <sup>2</sup>	2.05 cm <sup>2</sup>	1.59	EJE 2 ENTRE D-E
-5.65	565000	0.081	0.005	4.62 cm <sup>2</sup>	2.05 cm <sup>2</sup>	3.26	EJE 2 ENTRE D-E

Habiendo verificado que los momentos de la envolvente de las combinaciones de carga, en el eje 2 entre A y B, no ameritan que las vigas de dimensiones 25x40 sean doblemente reforzadas, en los ejes A y E se procedió determinar las varillas de refuerzo longitudinal; se emplearon 2 varillas de 5/8" como acero longitudinal tanto para acero positivo como para el negativo y Varillas de 1/2" para los bastones, se colocó acero de modo que se cumpla con los límites establecidos en la Norma E.060, teniendo en consideración las solicitaciones sísmicas a las que estará sometida la estructura durante su vida útil.

Para el corte de los bastones, el tesista se apoyó del programa ETABS, en él se verificó las longitudes en las que se requiere de dichos bastones y se le añadió la Longitud de desarrollo que le corresponde a cada bastón.



**Figura 4. 14. Diagrama de momentos de viga en análisis.**

Fuente: Obtenido de software ETABS 2017, versión educativa.

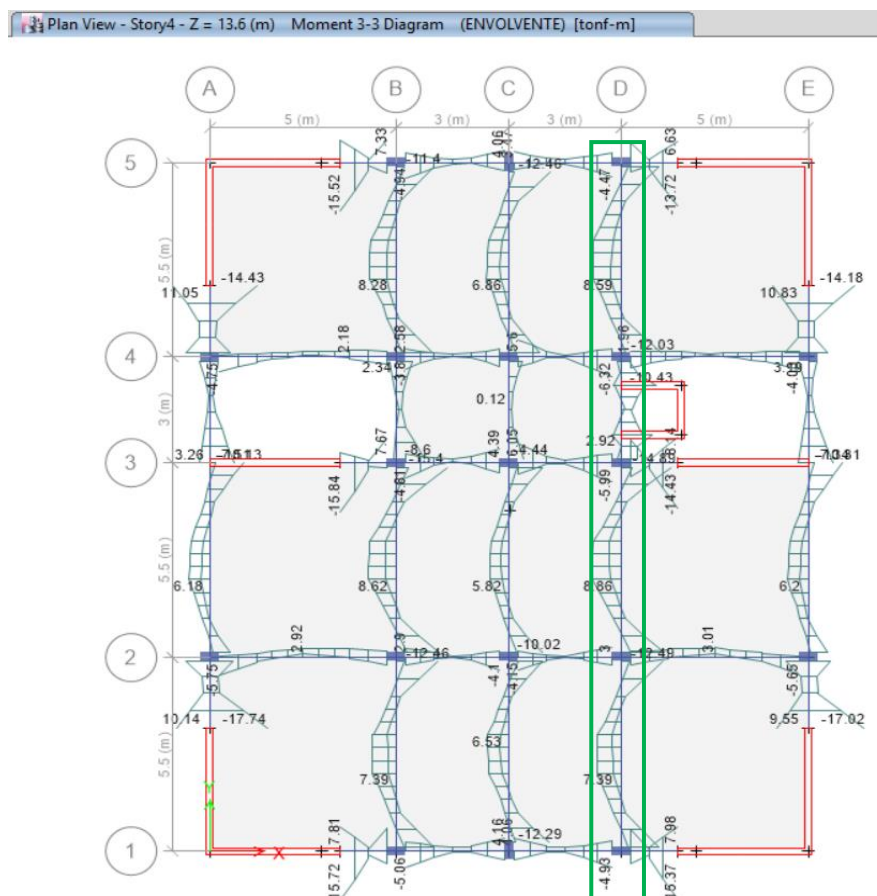
Como se observa en la imagen adjunta, el momento de compresión (M-) mayor es de 5.75 Tn.m, por lo cual, teniendo en consideración que el refuerzo longitudinal consiste en 2 varillas de 5/8" y resiste un momento de hasta 5.42; se necesitara de los bastones desde la cara del apoyo hasta una longitud de 50 cm, a esta longitud le adicionaremos la longitud de desarrollo por compresión de la barra de 5/8" que es de 20 cm; por lo que los bastones tendrá una longitud total de 70 cm desde el eje A de la viga hacia el centro de la misma. A continuación, se muestra las longitudes de desarrollo para las varillas tanto en tracción como en compresión.

**Tabla 4. 41. Longitudes de desarrollo de varillas según su diámetro.**

Fuente: Norma técnica peruana E.060. Elaboración Propia

Barra	Area(cm2)	ld traccion(*) MIN 300 mm	ld Compresion MIN 200 mm
1/4	0.32	30.00	34.23
3/8	0.71	33.67	22.82
1/2	1.27	44.89	23.47
5/8	1.98	48.63	20.00
3/4	2.85	44.89	23.47
1	5.07	74.36	31.29

Adicionalmente se muestra el resumen del diseño de la viga del eje D entre los ejes E y 5, pues aquí se producen grandes momentos y cortantes, específicamente entre los ejes 4 y 3 por el estrechamiento propio de la arquitectura de la edificación.



**Figura 4. 15. Diagrama de Momentos flectores en vigas eje D.**

Fuente: Obtenido de software ETABS 2017, versión educativa.

**Tabla 4. 42. Resumen de diseño de viga D por flexión.**

Fuente: Momentos obtenidos del diseño estructural realizado con el software ETABS 2017, versión educativa. Elaboración propia.

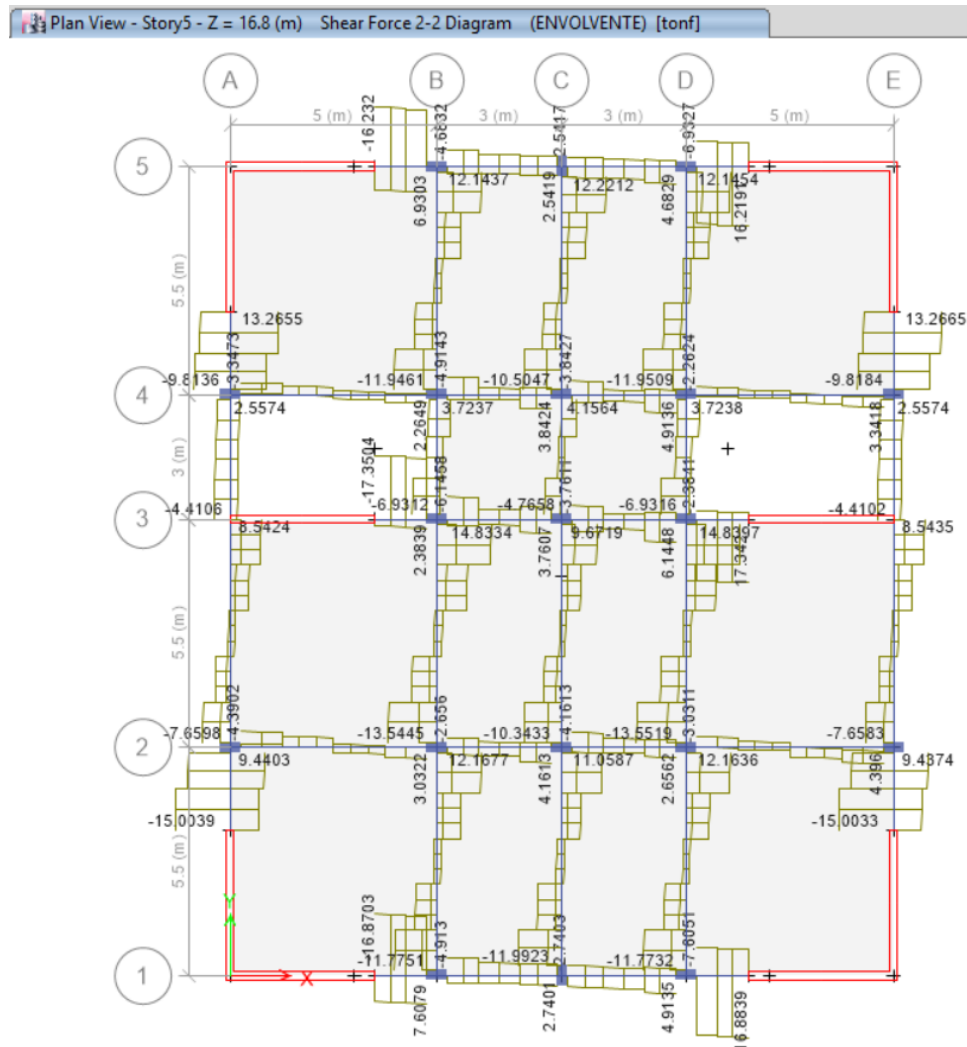
Mu (Tn-m)	Mu (kg-cm)	W	$\rho$ requerido	As requerida	As min	a	Descripción
11.24	1124000	0.172	0.011	9.73 cm <sup>2</sup>	2.05 cm <sup>2</sup>	6.87	EJE D ENTRE 1 Y 2
7.33	733000	0.107	0.007	6.09 cm <sup>2</sup>	2.05 cm <sup>2</sup>	4.30	EJE D ENTRE 1 Y 2
12.49	1249000	0.194	0.013	10.97 cm <sup>2</sup>	2.05 cm <sup>2</sup>	7.74	EJE D ENTRE 1 Y 2
13.07	1307000	0.204	0.014	11.56 cm <sup>2</sup>	2.05 cm <sup>2</sup>	8.16	EJE D ENTRE 2 Y 3
8.78	878000	0.131	0.009	7.40 cm <sup>2</sup>	2.05 cm <sup>2</sup>	5.23	EJE D ENTRE 2 Y 3
14.89	1489000	0.238	0.016	13.48 cm <sup>2</sup>	2.05 cm <sup>2</sup>	9.51	EJE D ENTRE 2 Y 3
10.43	1043000	0.158	0.011	8.95 cm <sup>2</sup>	2.05 cm <sup>2</sup>	6.32	EJE D ENTRE 3 Y 4
12.03	1391000	0.219	0.015	12.43 cm <sup>2</sup>	2.05 cm <sup>2</sup>	8.78	EJE D ENTRE 4 Y 5
8.52	852000	0.126	0.008	7.16 cm <sup>2</sup>	2.05 cm <sup>2</sup>	5.06	EJE D ENTRE 4 Y 5
11.26	1126000	0.172	0.011	9.75 cm <sup>2</sup>	2.05 cm <sup>2</sup>	6.88	EJE D ENTRE 4 Y 5



#### IV.6.3.2. Diseño Por Corte

Para diseñar por corte se evaluaron dos casos: el cortante que se obtuvo de la envolvente de los casos de cargas de las combinaciones de carga que especifica la E.060; el cortante obtenido de la suma de los momentos nominales que la viga puede resistir dividido entre la longitud de la viga y el cortante estático. Para obtener la cortante de la envolvente se utilizó el programa ETABS 2017 en su versión educativa.

Tendremos los valores que a continuación se muestran en la figura 4.11:



**Figura 4. 16. Diagrama de Fuerzas cortantes en vigas.**

Fuente: Cortantes obtenidos del diseño estructural realizado con el software ETABS 2017.Elaboración propia.

Como se observa en la Figura 4.11. los cortantes máximos se ubican en el quinto piso, se procedió a diseñar según las consideraciones antes expuestas para el diseño por cortante en vigas.

Se calculó el Momento real que resistirá cada tramo de la viga, según el acero colocado, así tendremos:

**Tabla 4. 43. Resumen cálculo de momentos reales.**

Fuente: Elaboración Propia

Suma Momentos Nominales	Ln	Viga	Piso Crítico	Vu Gravedad	Vu envolvente a d	Vu Nominales	Vu diseño	f'c= kg/Cm2	h (cm)	b (cm)	d (cm)
13.38	4.5	VP5-01	5	3.58	3.58	2.97	6.55	210	40	25	34
10.84	2.5	VP5-02	5	1.76	1.76	5.01	6.77	210	40	25	34
10.84	2.5	VP5-03	5	1.76	1.76	5.12	6.88	210	40	25	34
13.38	4.5	VP5-04	5	3.62	3.62	2.97	6.59	210	40	25	34

Una vez calculado los momentos reales que se darán en los apoyos, se le sumó el cortante estático que nos muestra ETABS 2017, versión educativa.

A continuación, se muestran los mayores cortantes a “d” de la cara de la columna:

**Tabla 4. 44. Cortante a “d” de la cara.**

Fuente: Elaboración Propia

TRAMO	V nominal	Vu envolv. a “d”	Vu a “d” de la cara
VP05-01	6.55	3.86	6.55
VP05-02	6.77	2.75	6.77
VPO5-03	6.88	2.75	6.88
VP05-04	6.59	3.86	6.59

Por lo cual se diseñó respecto a los máximos cortantes que tendremos en la viga en análisis:

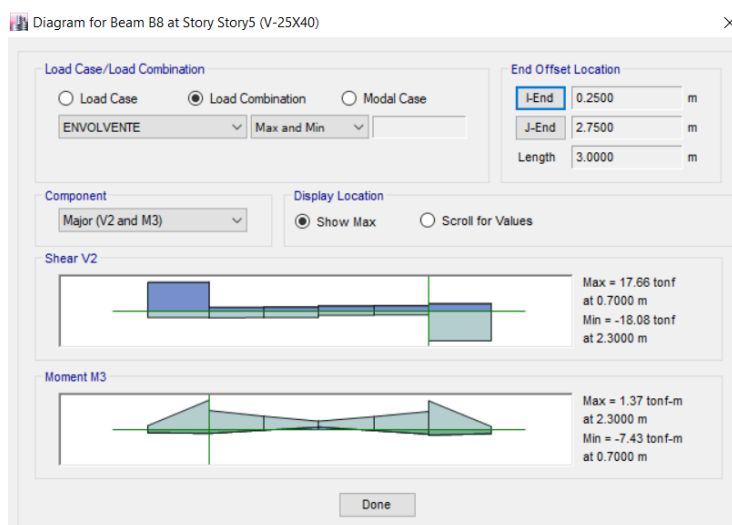
**Tabla 4. 45. Resumen de diseño por cortante.**

Fuente: Elaboración Propia

Vu a “d” de la cara	Vc (Ton)	$\emptyset Vc < Vu$	$\emptyset$ (pulg)	A1H (cm2)	Vs (Ton)	Vs máx	L1 (cm) confinamiento	Lo	Zona de confinamiento	Zona fuera de confinamiento
6.55	6.53	estribos	3/8	0.71	0.02	29.87	80	1 @ 10 cm	@15cm	@20 cm
6.77	6.53	estribos	3/8	0.71	0.24	29.87	80	1 @ 10 cm	@15cm	@20 cm
6.88	6.53	estribos	3/8	0.71	0.35	29.87	80	1 @ 10 cm	@15cm	@20 cm
6.59	6.53	estribos	3/8	0.71	0.06	29.87	80	1 @ 10 cm	@15cm	@20 cm

Como se observa en la viga perteneciente al eje 2 los cortantes serán absorbidos por el concreto casi en su totalidad, esto guarda coherencia con el sistema estructural de muros estructurales pues serán los muros los que absorban más del 70% del cortante por acción de sismos.

Además de ello el tesista evaluó los máximos cortantes a los que estarían sometidos las vigas, identificando que se producirían grandes esfuerzos por cortante en el estrechamiento de la estructura, en la zona adyacente al ascensor y a la escalera, así mismo, se producirían cortantes considerables en las zonas adyacentes a lo muros de corte.



**Figura 4. 17. Diagrama de Momentos flectores y cortantes en viga adyacente al ascensor**

Fuente: Obtenido de software ETABS 2017, versión educativa.

**Tabla 4. 46. Cortantes máximos de diseño.**

Fuente: Obtenido de software ETABS 2017, versión educativa. Elaboración propia.

SUMA MOMENTOS NOMINALES	Ln	Viga	Piso Crítico	Vu Gravedad	Vu envoltente a d	Vu Nominale s	Vu diseño	f'c= kg/Cm2	h (cm)	b (cm)	d (cm)
28.39	4.5	VP5-01	5	12.86	12.86	19.17	19.17	210	50	25	44
35.61	2.5	VP5-02	5	15.37	15.37	29.61	29.61	210	50	25	44
32.93	2.5	VP5-03	5	10.85	10.85	24.02	24.02	210	50	25	44
32.93	4.5	VP5-04	5	13.64	13.64	20.96	20.96	210	50	25	44

**Tabla 4. 47. Resumen de diseño para cortantes máximos.**

Fuente: Obtenido de software ETABS 2017, versión educativa. Elaboración propia.

Vu (d de la cara)	Vc	$\phi V_c < V_u$	$\phi$	A1H	Vs	Vs Max	$V_s < V_s \text{ max}$	L1	Lo	Zona de confinamiento	zona fuera de confinamiento
19.17	8.45	ESTRIBOS	3/8	0.71	12.61	33.48	OK	100	1 @ 5 cm	7.5	20
29.61	8.45	ESTRIBOS	3/8	0.71	24.90	33.48	OK	100	1 @ 5 cm	7.5	20
24.02	8.45	ESTRIBOS	3/8	0.71	18.32	33.48	OK	100	1 @ 5 cm	7.5	20
20.96	8.45	ESTRIBOS	3/8	0.71	14.72	33.48	OK	100	1 @ 5 cm	7.5	20

#### IV.6.4. Diseño De Columnas:

Se diseñó la columna que se encuentra en la intersección del eje 2 y el eje C; realizado el modelado y análisis estructural en el programa ETABS se obtuvo:

**Tabla 4. 48. Resumen de cargas y momentos en la columna**

Fuente: Obtenido de software ETABS 2017, versión educativa. Elaboración propia.

TIPO DE CARGA	P(Ton)	Mx-x	My-y	Vx-x	Vy-y
CM	39.09	0.0524	-0.0428	-0.0112	0.0237
CV	17.57	-0.0224	-0.0006	-0.0051	0.0102
Sismo en X-X	0.73	0.0133	5.0634	1.64	0.0062
Sismo en Y-Y	0.98	0.397	0.42	0.15	0.18

Los efectos de esbeltez se determinan mediante análisis de cargas de segundo orden P-Delta. Previo a ello se evaluó el coeficiente de estabilidad de la estructura:

**Tabla 4. 49. Resumen cálculo de coeficiente “Q”**

Fuente: Obtenido de software ETABS 2017, versión educativa. Elaboración propia.

Nivel	$\sum P_u$	$\Delta u$	$V_u$	H	$Q_x$
6	18.87	0.000280	91.1078	20.2	0.00000287
5	46.94	0.000129	206.8214	17	0.00000172
4	75.41	0.000218	292.2834	13.8	0.00000408
3	104	0.000753	354.116	10.6	0.00002086
2	132.56	0.001869	394.4166	7.4	0.00008489
1	162	0.001587	414.3094	4.2	0.00014775

Como se observa en el cuadro adjunto, el coeficiente  $Q \ll 0.06$ ; por lo cual no es necesario considerar los efectos de segundo Orden P-delta. Bastara con amplificar los momentos multiplicándolos por los coeficientes de esbeltez local y global según sea el caso.

Se evaluó la esbeltez local  $\delta L$  sin desplazamiento lateral, en las direcciones “X” e “Y”, para ello se utilizó la expresión dada en la Norma E.060:

$$\frac{k \ell_u}{r} \leq 34 - 12 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)$$

**Tabla 4. 50. Cálculo de esbeltez local en X.**

Fuente: Elaboración Propia

X-X		Y-Y		Calculo esbeltez local X-X	
k	1.00	K	1.00	$0.6+0.4*(M1/M2)$	0.01
$(k*ln)/r$	44.34	$(k*ln)/r$	15.84	Cm	0.40
M1	-0.18	M1	-0.21	Pu(Tn)	162.00
M2	0.12	M2	0.01	Ec	250998.01
$34-12*(M1/M2)$	40.00	$34-12*(M1/M2)$	40.00	$\phi_d$	0.71
				EI (Tn.m2)	533.62
				Pc	514.32
				$\delta_l$ X-X	0.69
				$\delta_l$ X-X	1.00

Como se observa en la Dirección X el coeficiente de  $klu/r$  es mayor a 40; por lo que será necesario considerar los efectos de esbeltez. Evaluamos los factores de esbeltez Global  $\delta_g$ ; en el caso de X será igual a 1.10 y en el caso de “Y” igual a 1.

Momentos corregidos con los factores de esbeltez Global:

**Tabla 4. 51. Momentos corregidos y para diseño biaxial.**

Fuente: Elaboración Propia

MOMENTOS CORREGIDOS				MOMENTOS PARA DISEÑO POR FLEXION BIAXIAL			
	CM	CV	CS	COMBINACION	Pu (Tn)	Mux (Tn.m)	Muy (Tn.m)
P (Tn)	82.7200	27.1700	1.7039	1.4CM+1.7CV	161.997	0.12411	-0.00758
Mx (Tn.m)	0.0606	0.0231	0.4549	1.25(CM+CV)+CS	139.0664	0.5595	5.4792
My (Tn.m)	-0.0042	-0.0010	5.4857	1.25(CM+CV)-CS	135.6586	-0.35029	-5.4922
				0.9CM+CS	76.1519	0.5094	5.48192
				0.9CM-CS	72.7441	-0.4003	-5.48948

**Tabla 4. 52. Valores de Kn y Rn para ingresar a los ábacos.**  
Fuente: Elaboración Propia

0.1*f'c*Ag	49.00	$\phi = 0.65$	0.1*f'c*Ag	49.00
Pu (Tn)	139.07		Pu (Tn)	139.07
Mux (Tn.m)	0.56		Muy (Tn.m)	5.48
Kn	0.44		Kn	0.44
Rn	0.01		Rn	0.02
$\gamma$	0.52		$\gamma$	0.83

Con los valores de Kn y Rn, se ingresó a los diagramas de iteración del apéndice C del Libro Diseño de Estructuras de Concreto Armado 4ta Edición del Ing. Teodoro E. Harmsen, en dichos gráficos observamos que la intersección entre Kn y Rn no intercepta ninguna curva, por lo cual asumiremos una cuantía de 1% en ambos ejes, teniendo una cuantía real de 2%, como se detalla a continuación:

**En el Eje X: 4 Ø 3/4" + 2 Ø 5/8" = 17.10; En el Eje Y: 4 Ø 3/4" + 2 Ø 5/8" = 17.10**

Tendremos 34.20 cm<sup>2</sup> de refuerzo longitudinal en la columna que representa una cuantía de 1.95%.

#### Diseño Por Flexión Biaxial

Sabemos que si  $\frac{Pu}{\phi P_{no}} \geq 0.1 : \frac{1}{Pu} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}$

$Pu = 139.07$ ;  $0.1 * \Phi * P_{no} = 0.1 * 0.65 * 552.01$

**Tabla 4. 53. Resistencia axial nominal**  
Fuente: Elaboración Propia

X-X			Y-Y				
Rn	0.01		Rn	0.02			
		Kn			Kn	1/Pnx	0.002091
$\gamma_1$	0.50	0.97	$\gamma_1$	0.80	0.86	1/Pny	0.002211
$\gamma_2$	0.60	1.00	$\gamma_2$	0.90	1.08	1/Pon	-0.001812
$\gamma$	0.52	0.98	$\gamma$	0.83	0.92	1/Pn	0.002491
						$\phi P_n$ (Tn)	260.95
Pnx (Tn)	478.24		Pny (Tn)	452.2			
OK SI CUMPLE							

Ahora verificamos para los Momentos nominales, también usando la ecuación de Bresler:

**Tabla 4. 54. Resistencia axial nominal usando la ecuación de Bresler.**

Fuente: Elaboración Propia

Mux (Tn.m)	0.56					
Muy (Tn.m)	5.48					
X-X				Y-Y		
kn	0.44			Kn	0.44	
					Rn	
γ1	0.50	0.20		γ1	0.80	0.18
γ2	0.60	0.22		γ2	0.90	0.20
γ	0.52	0.20		γ	0.83	0.19
φMnx (Tn.m)	16.24			φMny (Tn.m)	41.41	

ρ real	0.020				

## IV.6.5. Diseño De Placas O Muros De Corte

### IV.6.5.1. Procedimiento De Diseño De Placa

Para el diseño de las placas se empleó el Método general de Diseño de Muros, el tesista se apoyó del software estructural ETABS 2017, versión educativa. Se obtuvo las solicitaciones a las que estará sometida la placa analizada; los pasos que el tesista siguió para el diseño de la placa fueron:

- Primero el tesista diseñó una hoja de caculo en Excel, tal como se muestra en la imagen adjunta, en ella colocó los casos de cargas, que, según el análisis realizado previamente, deberá resistir la placa:

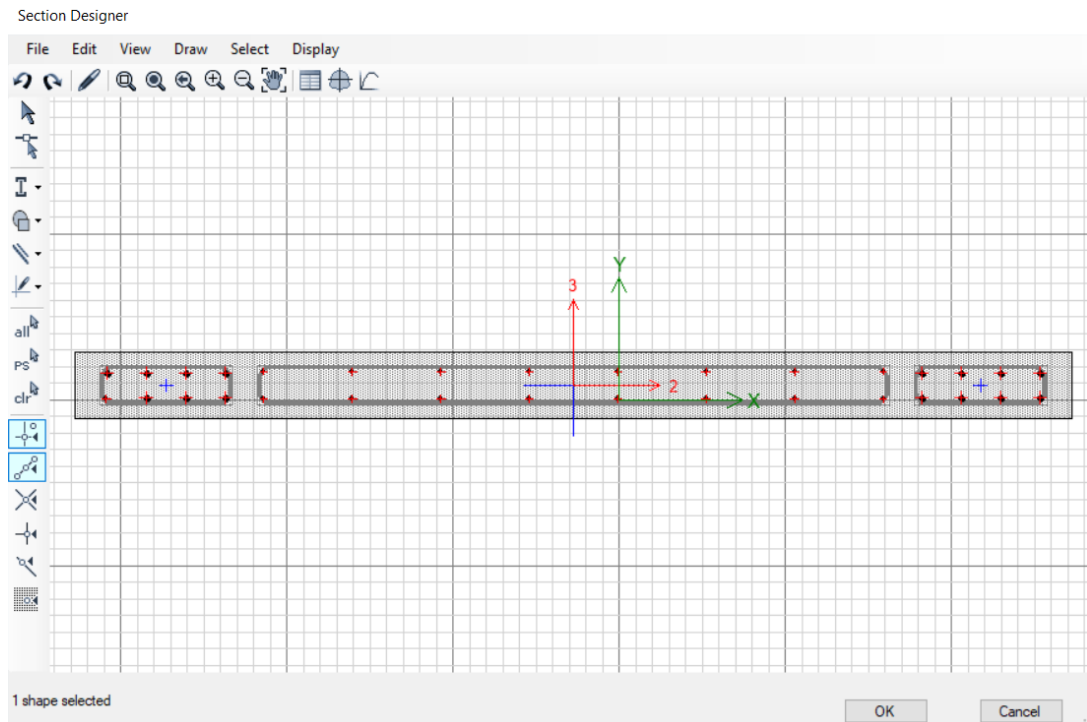
**Tabla 4. 55. Resumen cálculo de cargas y momentos últimos.**

Fuente: Elaboración Propia

PISO	PLACA	CARGA/COMBINACION	UBICACIÓN	P	V2	V3	T	M2	M3	P	V2	M3	P(-)	V3	M2	PISO	
					Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m		ABSOLUTOS		Tonf				
1	MX3	1.4CM+1.7CV	BASE		-112.6786	0.0895	0.5325	-0.226	0.7403	0.0875	112.6786	0.0895	0.0875	112.6786	0.5325	0.7403	1
		1.25CM+1.25CV-CS			-71.9916	14.7874	1.0859	0.1042	2.2664	87.8699	71.9916	14.7874	87.8699	71.9916	1.0859	2.2664	
		0.9CM+CS			-71.9916	14.7874	1.0859	0.1042	2.2664	87.8699	71.9916	14.7874	87.8699	71.9916	1.0859	2.2664	
		0.9CM-CS			-29.9385	14.7592	0.8551	0.201	1.9457	87.8434	29.9385	14.7592	87.8434	29.9385	0.8551	1.9457	
		1.25CM+1.25CV+CS			-78.152	-14.6595	-0.429	-0.3848	-1.3532	-87.7434	78.152	14.6595	87.7434	78.152	0.429	1.3532	
											0	0	0	0	0	0	
2	MX3	1.4CM+1.7CV	BASE		-93.7995	-0.1651	1.4953	-0.7054	2.5011	0.0766	93.7995	0.1651	0.0766	93.7995	1.4953	2.5011	2
		1.25CM+1.25CV-CS			-58.5836	7.7561	2.6798	0.4054	4.5525	39.7255	58.5836	7.7561	39.7255	58.5836	2.6798	4.5525	
		0.9CM+CS			-58.5836	7.7561	2.6798	0.4054	4.5525	39.7255	58.5836	7.7561	39.7255	58.5836	2.6798	4.5525	
		0.9CM-CS			-23.4504	7.8461	2.032	0.7083	3.469	39.7289	23.4504	7.8461	39.7289	23.4504	2.032	3.469	
		1.25CM+1.25CV+CS			-66.1957	-7.9294	-0.8354	-1.2801	-1.4674	-39.5707	66.1957	7.9294	39.5707	66.1957	0.8354	1.4674	
											0	0	0	0	0	0	
3	MX3	1.4CM+1.7CV	BASE		-75.2354	-0.7607	1.4014	-0.7637	2.2184	-1.016	75.2354	0.7607	1.016	75.2354	1.4014	2.2184	3
		1.25CM+1.25CV-CS			-46.7359	7.9311	2.9294	0.625	4.6848	27.3936	46.7359	7.9311	27.3936	46.7359	2.9294	4.6848	
		0.9CM+CS			-46.7359	7.9311	2.9294	0.625	4.6848	27.3936	46.7359	7.9311	27.3936	46.7359	2.9294	4.6848	
		0.9CM-CS			-18.5654	8.268	2.3221	0.9537	3.7236	27.8486	18.5654	8.268	27.8486	18.5654	2.3221	3.7236	
		1.25CM+1.25CV+CS			-53.3635	-8.8573	-1.201	-1.5706	-1.9487	-28.6224	53.3635	8.8573	28.6224	53.3635	1.201	1.9487	
											0	0	0	0	0	0	
4	MX3	1.4CM+1.7CV	BASE		-56.0172	-1.166	1.5019	-0.7902	2.4026	-1.6956	56.0172	1.166	1.6956	56.0172	1.5019	2.4026	4
		1.25CM+1.25CV-CS			-34.9584	6.6461	3.2037	0.7266	5.0247	15.1209	34.9584	6.6461	15.1209	34.9584	3.2037	5.0247	
		0.9CM+CS			-34.9584	6.6461	3.2037	0.7266	5.0247	15.1209	34.9584	6.6461	15.1209	34.9584	3.2037	5.0247	
		0.9CM-CS			-14.0193	7.1524	2.5526	1.067	3.9832	15.8598	14.0193	7.1524	15.8598	14.0193	2.5526	3.9832	
		1.25CM+1.25CV+CS			-39.63	-8.0825	-1.3518	-1.7044	-2.0621	-17.2051	39.63	8.0825	17.2051	39.63	1.3518	2.0621	
											0	0	0	0	0	0	
5	MX3	1.4CM+1.7CV	BASE		-36.3486	-1.3156	1.501	-0.8237	2.4228	-2.1434	36.3486	1.3156	2.1434	36.3486	1.501	2.4228	5
		1.25CM+1.25CV-CS			-22.9952	5.2303	3.2044	0.7463	4.9871	6.2041	22.9952	5.2303	6.2041	22.9952	3.2044	4.9871	
		0.9CM+CS			-22.9952	5.2303	3.2044	0.7463	4.9871	6.2041	22.9952	5.2303	6.2041	22.9952	3.2044	4.9871	
		0.9CM-CS			-9.4717	5.7957	2.5539	1.1016	3.9369	7.1281	9.4717	5.7957	7.1281	9.4717	2.5539	3.9369	
		1.25CM+1.25CV+CS			-25.5088	-6.8605	-1.3532	-1.7649	-1.9994	-8.8555	25.5088	6.8605	8.8555	25.5088	1.3532	1.9994	
											0	0	0	0	0	0	
6	MX3	1.4CM+1.7CV	BASE		-16.4337	-2.4238	1.6833	-0.7477	2.5877	-2.8233	16.4337	2.4238	2.8233	16.4337	1.6833	2.5877	6
		1.25CM+1.25CV-CS			-10.8277	1.8346	3.6661	0.7667	5.3141	0.4359	10.8277	1.8346	0.4359	10.8277	3.6661	5.3141	
		0.9CM+CS			-10.8277	1.8346	3.6661	0.7667	5.3141	0.4359	10.8277	1.8346	0.4359	10.8277	3.6661	5.3141	
		0.9CM-CS			-4.8202	2.8824	2.9352	1.0885	4.1913	1.6502	4.8202	2.8824	1.6502	4.8202	2.9352	4.1913	
		1.25CM+1.25CV+CS			-11.2777	-4.828	-1.5924	-1.6925	-2.1248	-3.9331	11.2777	4.828	3.9331	11.2777	1.5924	2.1248	
											0	0	0	0	0	0	

- En un nuevo archivo del programa ETABS, dibujó la placa de análisis con las dimensiones tomadas en el predimensionamiento, al ser un proceso iterativo, colocó tentativamente cuantías aproximadas tanto en los confinamientos como en la pantalla central de la placa.

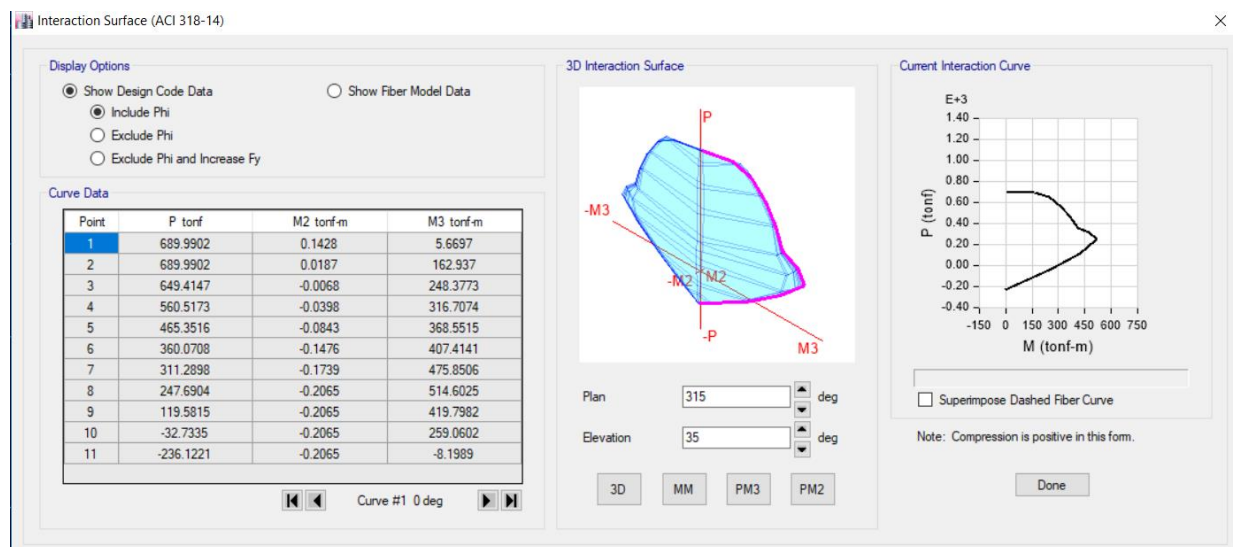




**Figura 4. 18. Diagrama de sección de diseño de placa rectangular.**

Fuente: Diagrama obtenido de software ETABS 2017, versión educativa. Elaboración propia.

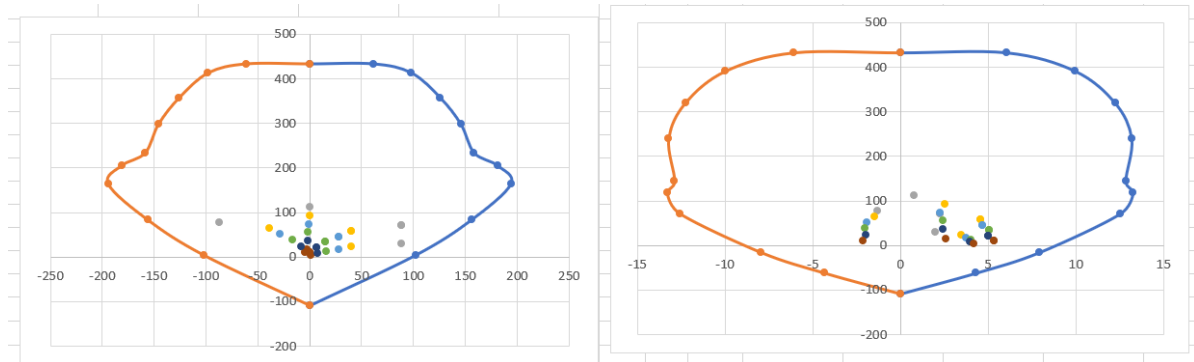
- A continuación, del ETABS obtuvo el diagrama de iteración de la placa.



**Figura 4. 19. Diagrama de iteración de muro de corte rectangular.**

Fuente: Diagrama obtenido de software ETABS 2017, versión educativa. Elaboración propia.

- Sobre el diagrama de iteración de la placa superpuso el gráfico de dispersión de cargas a las que estará sometida la placa.



**Figura 4. 20. Diagrama de iteración de la placa rectangular.**

Fuente: Diagrama obtenido de software ETABS 2017, versión educativa. Elaboración propia

- Se realizará un proceso iterativo que consistió en aumentar o disminuir las cuantías de acero colocadas en la placa hasta que el grafico de dispersión de cargas actuantes quede dentro del diagrama de iteración de la placa. Como se observa en la imagen adjunta.
- Luego procedió a realizar el diseño por cortante, para lo cual utilizó una hoja de cálculo de Excel.

**Tabla 4. 56. Resumen diseño de muro de corte.**

Fuente: Elaboración Propia.

Piso		Lm	em	f'c	Vua	Mua	Mur	Mur/Mua	wt	Mur*wt/Mua	Vu.diseño	Vc	Hm/lm	$\alpha c$	VC max
1	M3	2	0.2	210	14.78	87.87	150.00	1.71	1	1.71	29.68	24.58	10.00	0.53	30.72
2	M3	2	0.2	210	7.76	39.72	130.00	3.27	1	3.27	29.88	24.58	8.00	0.53	30.72
3	M3	2	0.2	210	7.93	27.39	120.00	4.38	1	4.38	40.87	24.58	6.40	0.53	30.72
4	M3	2	0.2	210	6.65	15.12	110.00	7.28	1	6.00	46.94	24.58	4.80	0.53	30.72
5	M3	2	0.2	210	5.8	7.12	100.00	14.04	1	6.00	40.94	24.58	3.20	0.53	30.72
6	M3	2	0.2	210	3	1.65	90.00	54.55	1	6.00	18.00	37.10	1.60	0.8	46.37

**Continuación de Tabla 4.56. Resumen de diseño de muro de corte**

REFUERZO HORIZONTAL														
Vs (Ton)	Vs max (ton)	Nº Hileras	$0.27 \cdot RAIZ f'c \cdot Aw$	USAR	ph	Vs Final	Ø	A1H (cm2)						
5.11	97.38	1	15.65	Vs=Aw.ph.Fy	0.0025	42.00	3/8	0.71	2	φ	3/8	@	12.5	
5.30	97.38	1	15.65	Vs=Aw.ph.Fy	0.0025	42.00	3/8	0.71	2	φ	3/8	@	12.5	
16.30	97.38	2	15.65	Vs=Aw.ph.Fy	0.0025	42.00	3/8	0.71	2	φ	3/8	@	27.5	
22.36	97.38	2	15.65	Vs=Aw.ph.Fy	0.0025	42.00	3/8	0.71	2	φ	3/8	@	27.5	
16.36	97.38	2	15.65	Vs=Aw.ph.Fy	0.0025	42.00	3/8	0.71	2	φ	3/8	@	27.5	
-19.10	97.38	1	15.65	Vs=Aw.ph.Fy	0.0025	42.00	3/8	0.71	2	φ	3/8	@	12.5	

**Continuación de Tabla 4.56. Resumen de diseño de muro de corte**

Vn			REFUERZO VERTICAL							
Vn real (Ton)	Vn max (Ton)	Vnmax? ?	pv	φ	A1V (cm2)					
66.58	150.71	OK	0.0025	3/8	0.71	2	φ	3/8	@	27.5
66.58	150.71	OK	0.0025	3/8	0.71	2	φ	3/8	@	27.5
66.58	150.71	OK	0.0025	3/8	0.71	2	φ	3/8	@	27.5
66.58	150.71	OK	0.0025	3/8	0.71	2	φ	3/8	@	27.5
66.58	150.71	OK	0.0025	3/8	0.71	2	φ	3/8	@	27.5
79.10	150.71	OK	0.0025	3/8	0.71	2	φ	3/8	@	27.5

**Continuación de Tabla 4.56. Resumen de diseño de muro de corte**

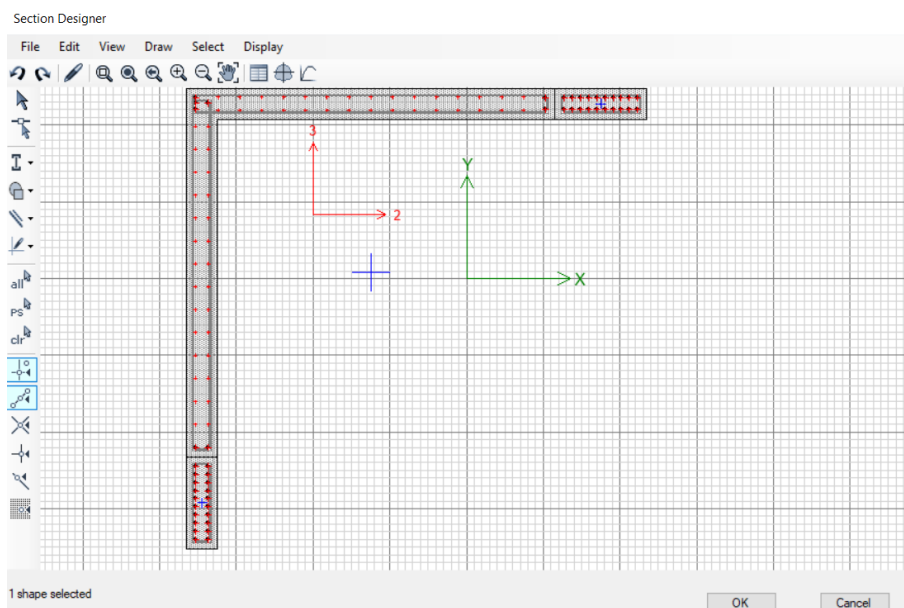
CONFINAMIENTO IZQUIERDA										CONFINAMIENTO DERECHA										CONCLUSION								
Lx		Ly				OTRAS		estribos		Lx		Ly				OTRAS		estribos		HORIZONTAL			VERTICAL					
0.2	0.3	4	φ	3/4	0	φ	3/4	3/8	φ 9.5	0.2	0.3	4	φ	3/4	0	φ	3/4	3/8	φ 9.5	2	3/8	@	12.5	2	φ	3/8	@	27.5
0.2	0.3	4	φ	3/4	0	φ	3/4	3/8	φ 9.5	0.2	0.3	4	φ	3/4	0	φ	3/4	3/8	φ 9.5	2	3/8	@	12.5	2	φ	3/8	@	27.5
0.2	0.3	4	φ	3/4	0	φ	3/4	3/8	φ 9.5	0.2	0.3	4	φ	3/4	0	φ	3/4	3/8	φ 9.5	2	3/8	@	12.5	2	φ	3/8	@	27.5
0.2	0.3	4	φ	3/4	0	φ	3/4	3/8	φ 9.5	0.2	0.3	4	φ	3/4	0	φ	3/4	3/8	φ 9.5	2	3/8	@	12.5	2	φ	3/8	@	27.5
0.2	0.3	4	φ	3/4	0	φ	3/4	3/8	φ 9.5	0.2	0.3	4	φ	3/4	0	φ	3/4	3/8	φ 9.5	2	3/8	@	12.5	2	φ	3/8	@	27.5
0.2	0.3	4	φ	3/4	0	φ	3/4	3/8	φ 9.5	0.2	0.3	4	φ	3/4	0	φ	3/4	3/8	φ 9.5	2	3/8	@	12.5	2	φ	3/8	@	27.5

#### IV.6.5.2. Procedimiento De Diseño De Placa en L

Se realizó el mismo procedimiento que la placa rectangular

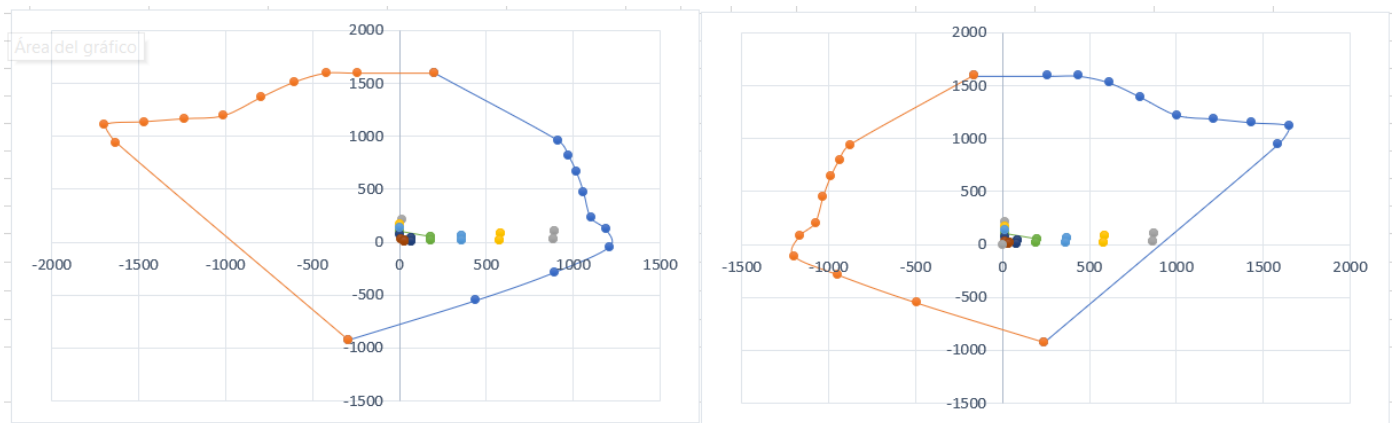
**Tabla 4. 57. Resumen cálculo de cargas y momentos últimos en placa en L**  
Fuente: Elaboración Propia

PISO	PLACA	CARGA/COMBINACION	UBICACIÓN	P	V2	V3	T	M2	M3	P	V2	M3	P(-)	V3	M2	PISO
				Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	ABSOLUTOS			Tonf			
1	M1	1.4CM+1.7CV	BASE	-208.6021	-2.3832	1.7714	2.8123	12.8803	14.953	208.6021	2.3832	14.953	208.6021	1.7714	12.8803	1
		1.25CM+1.25CV+CSX+CSY Max		-100.309	83.2733	82.3576	125.8223	873.7577	895.2403	100.309	83.2733	895.2403	100.309	82.3576	873.7577	
		1.25CM+1.25CV-CSX-CSY Max		-100.309	83.2733	82.3576	125.8223	873.7577	895.2403	100.309	83.2733	895.2403	100.309	82.3576	873.7577	
		0.9CM+CSX+CSY Max		-24.9998	84.3009	81.6053	124.5763	868.1839	888.787	24.9998	84.3009	888.787	24.9998	81.6053	868.1839	
		0.9CM-CSX-CSY Max		-24.9998	84.3009	81.6053	124.5763	868.1839	888.787	24.9998	84.3009	888.787	24.9998	81.6053	868.1839	
2	M1	1.4CM+1.7CV	BASE	-173.7709	-5.7695	5.1763	7.2142	16.6782	5.0513	173.7709	5.7695	5.0513	173.7709	5.1763	16.6782	2
		1.25CM+1.25CV-CS		-80.7012	79.3789	89.5344	132.2864	591.8647	580.803	80.7012	79.3789	580.803	80.7012	89.5344	591.8647	
		0.9CM+CS		-80.7012	79.3789	89.5344	132.2864	591.8647	580.803	80.7012	79.3789	580.803	80.7012	89.5344	591.8647	
		0.9CM-CS		-17.5305	81.8616	87.3298	129.0906	584.7059	578.6357	17.5305	81.8616	578.6357	17.5305	87.3298	584.7059	
		1.25CM+1.25CV+CS		-17.5305	81.8616	87.3298	129.0906	584.7059	578.6357	17.5305	81.8616	578.6357	17.5305	87.3298	584.7059	
3	M1	1.4CM+1.7CV	BASE	-139.765	-6.4715	5.4922	7.189	14.8092	1.0005	139.765	6.4715	1.0005	139.765	5.4922	14.8092	3
		1.25CM+1.25CV-CS		-65.6555	65.6521	76.6718	112.4938	371.5555	356.6794	65.6555	65.6521	356.6794	65.6555	76.6718	371.5555	
		0.9CM+CS		-65.6555	65.6521	76.6718	112.4938	371.5555	356.6794	65.6555	65.6521	356.6794	65.6555	76.6718	371.5555	
		0.9CM-CS		-14.8253	68.4303	74.349	109.3086	365.2453	356.251	14.8253	68.4303	356.251	14.8253	74.349	365.2453	
		1.25CM+1.25CV+CS		-14.8253	68.4303	74.349	109.3086	365.2453	356.251	14.8253	68.4303	356.251	14.8253	74.349	365.2453	
4	M1	1.4CM+1.7CV	BASE	-104.2447	-6.9336	6.2217	7.2412	14.5241	-2.5021	104.2447	6.9336	2.5021	104.2447	6.2217	14.5241	4
		1.25CM+1.25CV-CS		-50.5596	48.7151	61.1045	87.9988	201.3051	182.107	50.5596	48.7151	182.107	50.5596	61.1045	201.3051	
		0.9CM+CS		-50.5596	48.7151	61.1045	87.9988	201.3051	182.107	50.5596	48.7151	182.107	50.5596	61.1045	201.3051	
		0.9CM-CS		-12.7021	51.6864	58.4758	84.7891	195.1312	183.1734	12.7021	51.6864	183.1734	12.7021	58.4758	195.1312	
		1.25CM+1.25CV+CS		-12.7021	51.6864	58.4758	84.7891	195.1312	183.1734	12.7021	51.6864	183.1734	12.7021	58.4758	195.1312	
5	M1	1.4CM+1.7CV	BASE	-67.6514	-7.1502	6.6215	7.1886	13.6962	-5.7972	67.6514	7.1502	5.7972	67.6514	6.6215	13.6962	5
		1.25CM+1.25CV-CS		-34.1863	28.8937	41.2277	58.0808	86.1591	67.4202	34.1863	28.8937	67.4202	34.1863	41.2277	86.1591	
		0.9CM+CS		-34.1863	28.8937	41.2277	58.0808	86.1591	67.4202	34.1863	28.8937	67.4202	34.1863	41.2277	86.1591	
		0.9CM-CS		-9.7489	31.9537	38.4354	54.8938	80.349	69.8893	9.7489	31.9537	69.8893	9.7489	38.4354	80.349	
		1.25CM+1.25CV+CS		-9.7489	31.9537	38.4354	54.8938	80.349	69.8893	9.7489	31.9537	69.8893	9.7489	38.4354	80.349	
6	M1	1.4CM+1.7CV	BASE	-30.3159	-8.7676	8.9078	7.1181	12.7134	-9.3811	30.3159	8.7676	9.3811	30.3159	8.9078	12.7134	6
		1.25CM+1.25CV-CS		-16.0984	3.236	20.1508	22.2306	40.0558	28.4894	16.0984	3.236	28.4894	16.0984	20.1508	40.0558	
		0.9CM+CS		-16.0984	3.236	20.1508	22.2306	40.0558	28.4894	16.0984	3.236	28.4894	16.0984	20.1508	40.0558	
		0.9CM-CS		-5.3893	6.9714	16.3938	19.0585	34.6604	32.4819	5.3893	6.9714	32.4819	5.3893	16.3938	34.6604	
		1.25CM+1.25CV+CS		-5.3893	6.9714	16.3938	19.0585	34.6604	32.4819	5.3893	6.9714	32.4819	5.3893	16.3938	34.6604	



**Figura 4. 21. Diagrama de placa en L en Etabs.**

Fuente: Diagrama obtenido de software ETABS 2017, versión educativa. Elaboración propia.  
pág. 89



**Figura 4. 22. Diagrama de iteración de placa en L**

Fuente: Diagrama obtenido de software ETABS 2017, versión educativa. Elaboración propia

**Tabla 4. 58. Resumen diseño de muro de corte en L.**

Fuente: Elaboración propia

Piso		Lm	em	f'c	Vua	Mua	Mur	Mur/ Mua	wt	Mur*wt/ Mua	Vu.diseño	Vc	Hm/lm	$\alpha_c$	VC max
1	M1	6	0.2	210	84.3	888.78	1714.29	1.93	1	1.93	191.29	73.73	3.33	0.53	92.17
2	M1	6	0.2	210	79.4	580.8	1857.14	3.20	1	3.20	298.69	73.73	2.67	0.53	92.17
3	M1	6	0.2	210	68.43	356.25	1714.29	4.81	1	4.81	387.40	73.73	2.13	0.53	92.17
4	M1	6	0.2	210	51.2	183.2	1714.29	9.36	1	6.00	361.41	111.29	1.60	0.8	139.12
5	M1	6	0.2	210	31.95	69.9	1714.29	24.52	1	6.00	225.53	111.29	1.07	0.8	139.12
6	M1	6	0.2	210	7	32.5	1714.29	52.75	1	6.00	42.00	111.29	0.53	0.8	139.12

Continuación de Tabla 4. 58. Resumen diseño de muro de corte en L.

REFUERZO HORIZONTAL														
Vs (Ton)	Vs max (ton)	Nº Hileras	0.27*RAIZf'c*Aw	USAR	ph	Vs Final	Ø	A1H (cm2)						
117.56	292.15	2	46.95	Vs=Aw.ph.Fy	0.0025	126.00	3/8	0.71	2	φ	3/8	@	27.5	
224.96	292.15	2	46.95	Vs=Aw.ph.Fy	0.0045	224.96	3/8	0.71	2	φ	3/8	@	15	
313.66	292.15	2	46.95	Vs=Aw.ph.Fy	0.0062	313.66	3/8	0.71	2	φ	3/8	@	10	
250.12	292.15	2	46.95	Vs=Aw.ph.Fy	0.0050	250.12	3/8	0.71	2	φ	3/8	@	12.5	
114.24	292.15	2	46.95	Vs=Aw.ph.Fy	0.0025	126.00	3/8	0.71	2	φ	3/8	@	27.5	
69.29	292.15	2	46.95	pmin	0.0020	100.80	3/8	0.71	2	φ	3/8	@	35	

Continuación de Tabla 4. 58. Resumen diseño de muro de corte en L.

Vn			REFUERZO VERTICAL							
Vn real (Ton)	Vn max (Ton)	Vnmax??	pv	φ	A1V (cm2)					
199.73	452.13	OK	0.0025	3/8	0.71	2	φ	3/8	@	27.5
298.69	452.13	OK	0.0025	3/8	0.71	2	φ	3/8	@	27.5
387.40	452.13	OK	0.0032	3/8	0.71	2	φ	3/8	@	20
361.41	452.13	OK	0.0036	3/8	0.71	2	φ	3/8	@	17.5
237.29	452.13	OK	0.0025	3/8	0.71	2	φ	3/8	@	27.5
212.09	452.13	OK	0.0015	3/8	0.71	2	φ	3/8	@	40

Continuación de Tabla 4. 58. Resumen diseño de muro de corte en L.

CONFINAMIENTO IZQUIERDA										CONFINAMIENTO DERECHA										CONCLUSION										
Lx	Ly				OTRAS			estribos			Lx	Ly				OTRAS			estribos			HORIZONTAL			VERTICAL					
0.3	0.40	8	φ	3/4	0	φ	3/4	3/8	φ	9.5	0.3	0.4	8	φ	3/4	0	φ	3/4	3/8	φ	9.5	2	3/8	@	15	2	φ	3/8	@	25
0.3	0.40	8	φ	3/4	0	φ	3/4	3/8	φ	9.5	0.3	0.4	8	φ	3/4	0	φ	3/4	3/8	φ	9.5	2	3/8	@	15	2	φ	3/8	@	25
0.3	0.40	8	φ	3/4	0	φ	3/4	3/8	φ	9.5	0.3	0.4	8	φ	3/4	0	φ	3/4	3/8	φ	9.5	2	3/8	@	15	2	φ	3/8	@	25
0.3	0.40	8	φ	3/4	0	φ	3/4	3/8	φ	9.5	0.3	0.4	8	φ	3/4	0	φ	3/4	3/8	φ	9.5	2	3/8	@	25	2	φ	3/8	@	27.5
0.3	0.40	8	φ	3/4	0	φ	3/4	3/8	φ	9.5	0.3	0.4	8	φ	3/4	0	φ	3/4	3/8	φ	9.5	2	3/8	@	25	2	φ	3/8	@	27.5
0.3	0.40	8	φ	3/4	0	φ	3/4	3/8	φ	9.5	0.3	0.4	8	φ	3/4	0	φ	3/4	3/8	φ	9.5	2	3/8	@	25	2	φ	3/8	@	27.5

#### IV.6.5. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Del estudio de mecánica de suelo obtenemos la información necesaria para plantear la cimentación para la presente estructura; así tenemos:

$\gamma$  = Peso volumétrico = 1.559 g/cm<sup>3</sup>

C = Cohesión = 0.01 kg/cm<sup>2</sup>

$\phi$  = ángulo de fricción = 27°

El tesista realizó iteraciones de diseño con cimentaciones superficiales, empleando zapatas combinadas y conectada; sin embargo, las áreas necesarias para cimentar la edificación sobrepasaban el 50% del área total del terreno, por lo que optó por emplear LOSA DE CIMENTACIÓN o también denominada PLATEA DE CIMENTACIÓN.

##### IV.6.5.1 Diseño de Losa de Cimentación

###### A. Datos de losa de cimentación y terreno de fundación

**Tabla 4. 59. Datos de losa de cimentación edificio de concreto armado.**

Fuente Elaboración propia

Datos generales de la losa o platea de cimentación	
<b>h</b>	80 cm
<b>f'c</b>	210 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fy</b>	4200 kg/cm <sup>2</sup>

**Tabla 4. 60. Datos del Estudio de Mecánica de Suelos.**

Fuente: EMS realizado por LMS de UNP

Datos generales del Estudio de Mecánica de Suelos	
<b>Q adm</b>	
Profundidad de desplante Df EMS	120 cm
Peso específico del terreno de fundación	1600 kg/cm <sup>2</sup>
Profundidad de desplante Df de diseño	120 cm

El tesista calculo la capacidad de carga de la losa de cimentación, mediante la ecuación de Meyerhop, que relaciona los factores de capacidad de carga, factores de forma y factores de profundidad:

$$qu = CN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Donde los factores de capacidad de carga son:  $N_q$ ,  $N_c$ ,  $N_\gamma$ .

Factores de forma:  $F_{cs}$ ;  $F_{qs}$ ;  $F_{\gamma s}$ .

Factores de profundidad:  $F_{cd}$ ;  $F_{qd}$ ;  $F_{\gamma d}$ .

Reemplazando los valores en la formula antes expuesto se calcula la carga ultima que puede resistir nuestro suelo de cimentación al utilizar la losa de cimentación.



Cuadro N° 03.- Cálculo de la Capacidad de Carga y Presión Admisible.

**CIMIENTO CONTINUO C- 1**

Profundidad de cimentación	Lado Promedio	Peso volumetrico	Cohesion	Angulo de friccion	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$Q_c$ (Ultima)	$P_t$ (Admisible)
Df ( m)	B (m)	$\gamma$ (gr/cc)	C (kg/cm <sup>2</sup> )	( $\phi$ )				(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )
0.80	0.60	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.23	0.41
0.80	0.80	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.28	0.43
0.80	1.00	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.32	0.44
1.00	0.60	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.46	0.49
1.00	0.80	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.51	0.50
1.00	1.00	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.56	0.52
1.20	0.60	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.70	0.57
1.20	0.80	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.74	0.58
1.20	1.00	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.79	0.60
1.50	0.60	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	2.05	0.68
1.50	0.80	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	2.09	0.70
1.50	1.00	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	2.14	0.71
1.80	0.60	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	2.40	0.80
1.80	0.80	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	2.44	0.81
1.80	1.00	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	2.49	0.83

**ZAPATA CUADRADA**

Profundidad de cimentación	Lado Promedio	Peso volumetrico	Cohesion	Angulo de friccion	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$Q_c$ (Ultima)	$P_t$ (Admisible)
Df ( m)	B (m)	$\gamma$ (gr/cc)	C (kg/cm <sup>2</sup> )	( $\phi$ )				(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )
0.80	1.00	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.32	0.44
0.80	0.80	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.28	0.43
0.80	1.00	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.32	0.44
1.00	0.60	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.48	0.49
1.00	0.80	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.52	0.51
1.00	1.00	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.56	0.52
1.20	0.60	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.71	0.57
1.20	0.80	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.75	0.58
1.20	1.00	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.79	0.60
1.50	0.60	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	2.07	0.69
1.50	0.80	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	2.10	0.70
1.50	1.00	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	2.14	0.71
1.80	0.60	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	2.42	0.81
1.80	0.80	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	2.45	0.82
1.80	1.00	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	2.49	0.83

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
MS. ING. Antonio Timaná Festas  
JEFE  
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

**Figura 4. 23. Cálculo de capacidad de carga y presión admisible.**

Fuente: Estudio de mecánica de suelos realizado en el LEM de la FIC-UNP

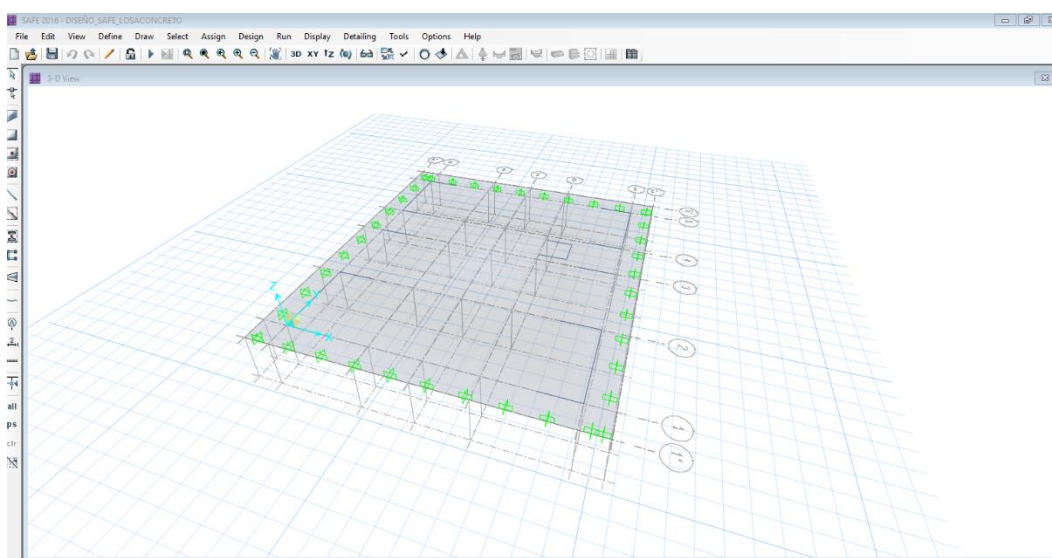


MODULO DE REACCION DEL SUELO					
Esf. Adm. (Kg/Cm <sup>2</sup> )	Winkler (Kg/Cm <sup>3</sup> )	Esf. Adm. (Kg/Cm <sup>2</sup> )	Winkler (Kg/Cm <sup>3</sup> )	Esf. Adm. (Kg/Cm <sup>2</sup> )	Winkler (Kg/Cm <sup>3</sup> )
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

**Figura 4. 24. Relación entre esfuerzo admisible y módulo de balasto**

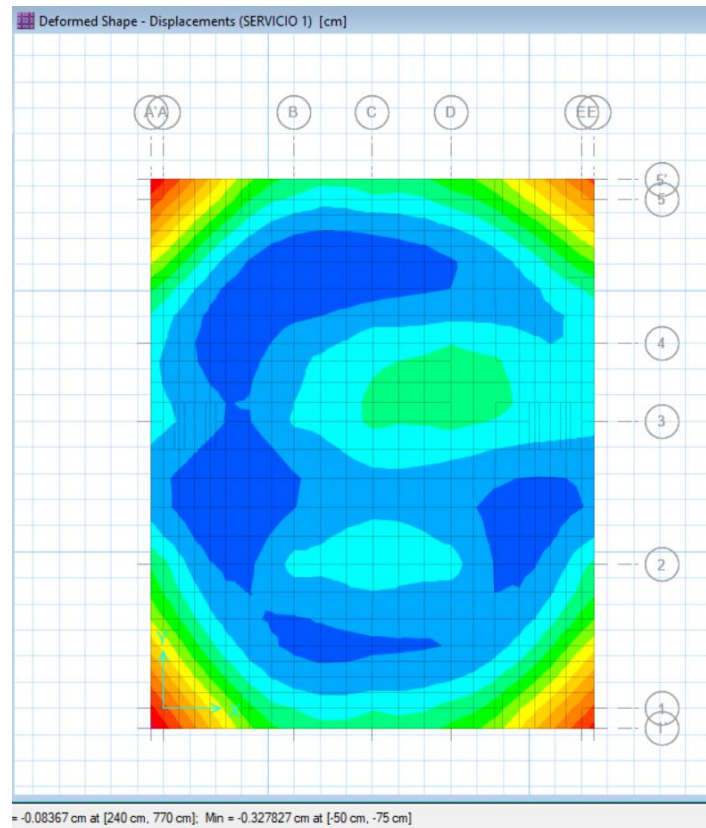
Fuente: Tesis “Interacción Suelo-Estructuras: Semi-espacio de Winkler”, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona- España. 1993 (Autor Nelson Morrison).

Así el  $q_{adm}$  en condiciones de servicio es de 5.75 kg/cm<sup>2</sup>, tendremos un coeficiente de balasto de 8.00 Kg/cm<sup>3</sup>,



**Figura 4. 25. Modelado de losa de fundación de espesor constante.**

Fuente: Obtenido de Software SAFE 2016, versión educativa.



**Figura 4. 26. Desplazamientos verticales en losa de cimentación**

Fuente: Obtenido de Software SAFE 2016, versión educativa.

### B. Ubicación de la resultante

Se calculo la resultante de las cargas aplicadas en la losa de cimentación:

$$R = \sum_{i=1}^n P_i$$

Donde  $P_i = P_D + P_L$ , la resultante es de 1195.84 Ton

Se ubico la resultante mediante las siguientes formulas:

$$R \cdot X_r = \sum_{i=1}^n P_i \cdot X_i$$

$$R \cdot Y_r = \sum_{i=1}^n P_i \cdot Y_i$$

Así se obtuvo  $X_r = 9.33 \text{ m}$ ;  $Y_r = 11.23$ .

Se calculó la excentricidad  $e_x = 0.83$ ;  $e_y = 0.73$  (respecto al centro geométrico de la losa)

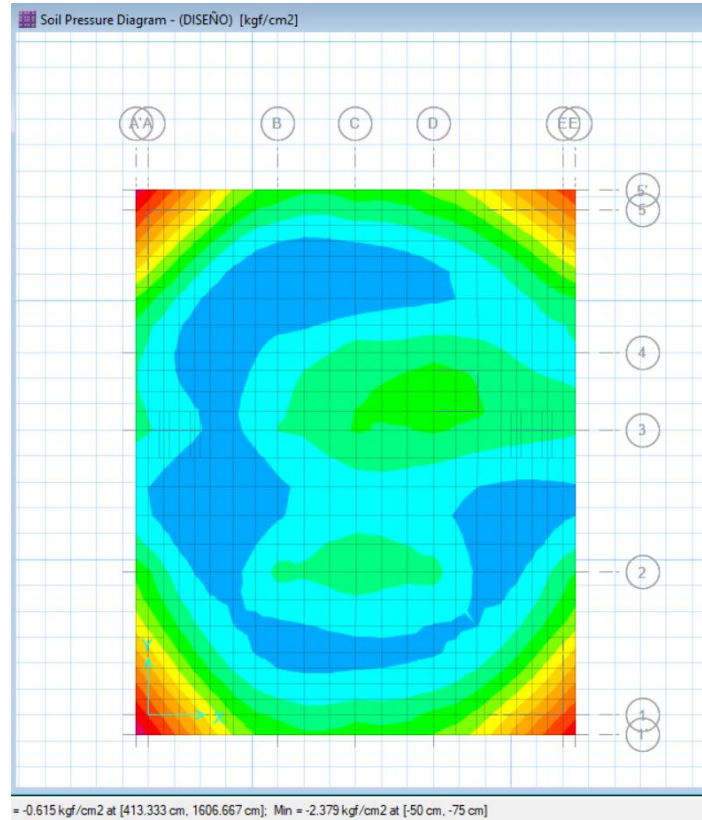
Como ambas excentricidades son menores a  $L/6$  y  $B/6$ , la resultante se encuentra en el núcleo central por lo que no se tendrá peligro de volteo.

### C. Análisis de presiones

Para el análisis de presiones se empleó la siguiente formula:

$$q = \frac{R}{B.L} \left[ 1 \pm \frac{12.e_y.Y}{B^2} \pm \frac{12.e_x.X}{L^2} \right]$$

se obtuvo  $q_u = 5.19 \text{ Ton/m}^2$  y  $q_u = 1.52 \text{ Ton/m}^2$ , presiones inferiores a la capacidad portante del terreno.



**Figura 4. 27. Presiones por cargas de servicio en losa de cimentación.**

Fuente: Obtenido de Software SAFE 2016, versión educativa.

### D. Dimensionamiento en elevación de losa

Se evaluó la columna con mayor carga axial, la columna central ubicada en la intersección del eje 2 y

B. Se expresó el  $V_u$  en función del peralte efectivo “d”.

$$V_u = \frac{P_u}{\phi \cdot b_o \cdot d}$$

Se comparó con el cortante admisible del concreto

$$V_c = 0.53 * \left( 1 + \frac{2}{\beta_0} \right) * \sqrt{f'_c}$$

$$V_c = 0.27 * \left( \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) * \sqrt{f'_c}$$

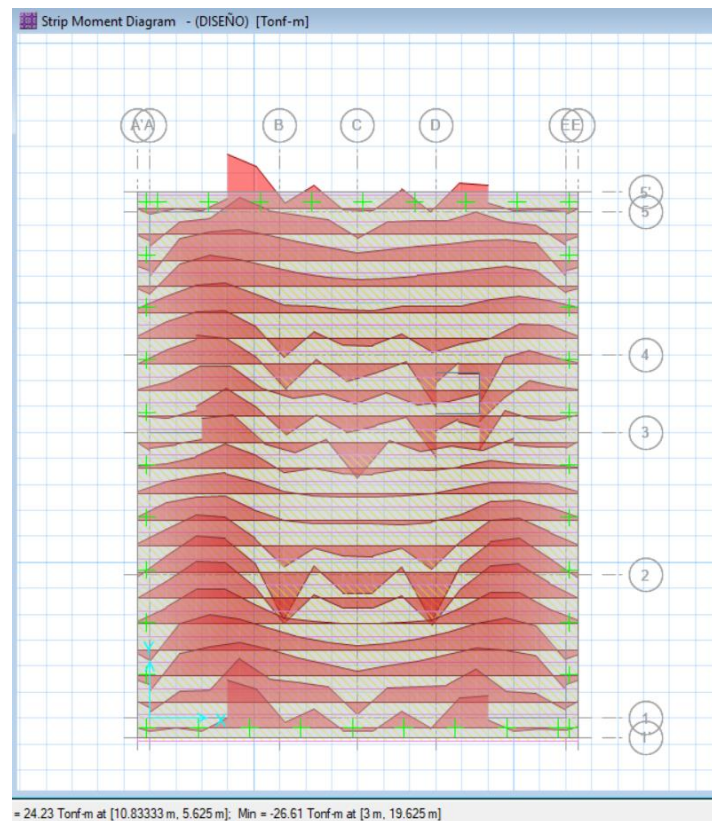
$$V_c = 1.06 * \sqrt{f'_c}$$

Así se obtuvo el peralte efectivo a utilizar 80 cm.

### E. Análisis de esfuerzos

El tesista empleo el software SAFE 2016, versión educativa, a fin de evaluar los esfuerzos a los que estará sometida la losa de cimentación (momentos, cortantes). Se determino el área de acero mínimo:

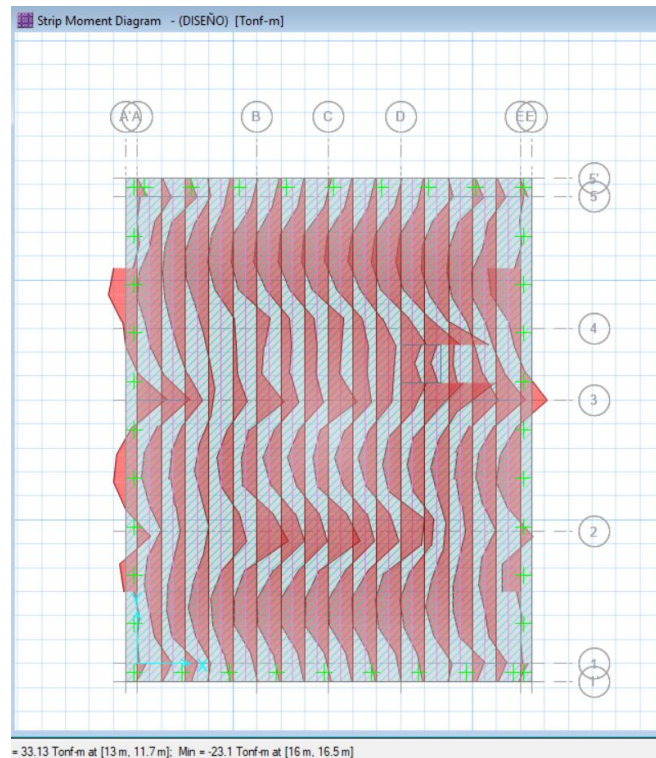
$$A_{s \min} = \frac{0.8 * \sqrt{f'c}}{F_y} . b . d \geq \frac{14}{F_y} . b . d$$



**Figura 4. 28. Momentos de diseño actuantes en la losa en dirección horizontal.**

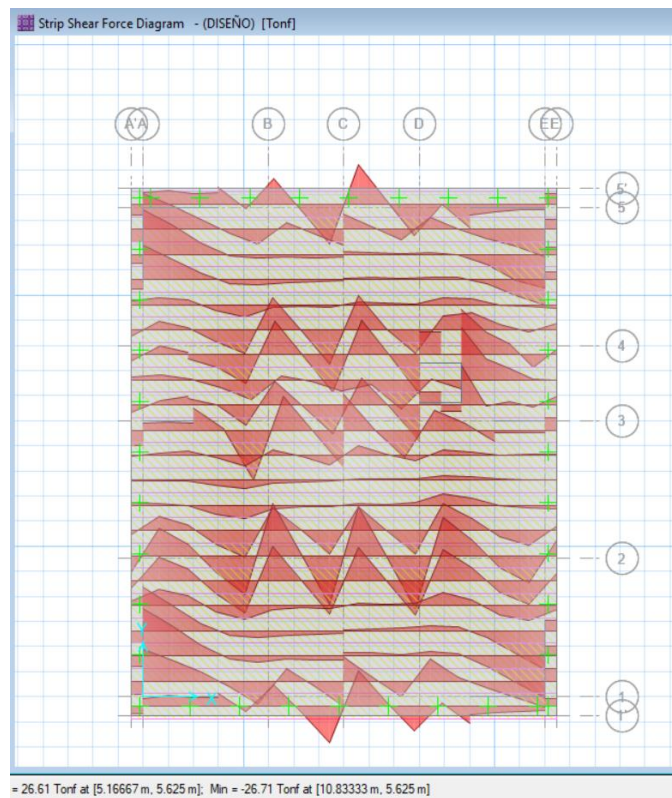
Fuente: Obtenido de Software SAFE 2016, versión educativa.





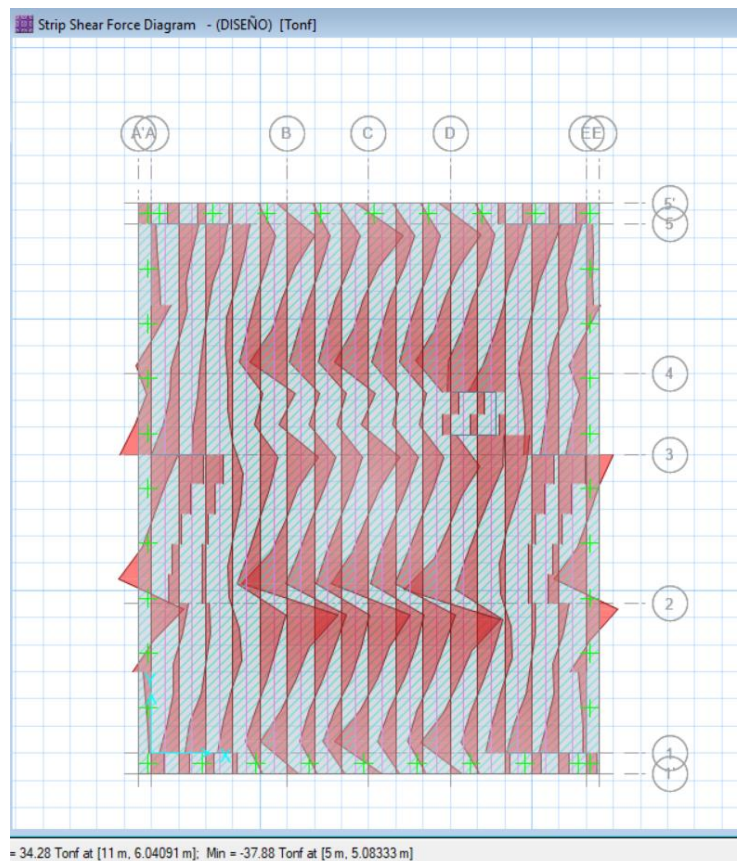
**Figura 4. 29. Momentos de diseño actuantes en la losa en dirección vertical.**

Fuente: Obtenido de Software SAFE 2016, versión educativa.



**Figura 4. 30. Cortantes actuantes en la losa en dirección horizontal.**

Fuente: Obtenido de Software SAFE 2016, versión educativa.



**Figura 4. 31. Cortantes actuantes en la losa en dirección vertical.**

Fuente: Obtenido de Software SAFE 2016, versión educativa.

## F. Cálculo de refuerzo requerido en dirección Horizontal

Para el cálculo de refuerzo por flexión se empleó la fórmula:

$$A_{st} = \frac{0.85 * f'c * b * d}{F_y} * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b * d^2}} \right]$$

Como se observó en la figura xxx el momento de diseño máximo negativo,

**Mu (-) = 26.6 Ton.m**

**As req (-) = 10.08 cm<sup>2</sup>/m ≤ As min req ... el tesista colocó el acero mínimo As min= 18 cm<sup>2</sup>/m**

Para el caso de acero negativo As (-) se necesitará:

<b>As (-) Losa de cimentación</b>	<b>Ø 3/4" @ 15 cm</b>
-----------------------------------	-----------------------

Para el caso de acero positivo As (+) se necesitará

Como se observó en la figura xxx el momento de diseño máximo positivo,

**Mu (+) = 24.23 Ton.m**

**As req (+) = 9.17 cm<sup>2</sup>/m ≤ As min req ... el tesista colocó el acero mínimo As min= 18 cm<sup>2</sup>/m**

<b>As (+) Losa de cimentación</b>	<b>Ø 3/4" @ 15 cm</b>
-----------------------------------	-----------------------

## G. Cálculo de refuerzo requerido en dirección vertical

Para el caso de acero negativo As (-) se necesitará:

Como se observó en la figura xxx el momento de diseño máximo negativo,

**Mu (-) = 23.10 Ton.m**

**As req (-) = 8.73 cm<sup>2</sup>/m ≤ As min req ... el tesista colocó el acero mínimo As min= 18 cm<sup>2</sup>/m**

<b>As (-) Losa de cimentación</b>	<b>Ø 3/4" @ 15 cm</b>
-----------------------------------	-----------------------

Para el caso de acero positivo As (+) se necesitará

**Mu (+) = 33.10 Ton.m**

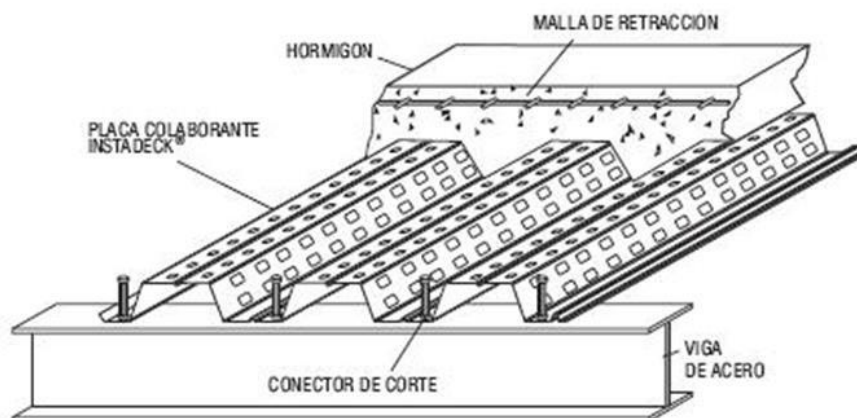
**As req (+) = 12.60 cm<sup>2</sup>/m ≤ As min req ... el tesista colocó el acero mínimo As min= 18 cm<sup>2</sup>/m**

<b>As (+) Losa de cimentación</b>	<b>Ø 3/4" @ 15 cm</b>
-----------------------------------	-----------------------

## IV.7. DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO

### IV.7.1. Diseño De Losa Colaborante

El diseño de la losa colaborante se efectuó siguiendo los pasos señalados en el MANUAL ACERO DECK.



**Figura 4. 32. Losa colaborante**

Fuente: Instapanel S.A.

**Tabla 4. 61. Características de placa colaborante.**

Fuente: Manual Técnico para el Uso de Placas Colaborantes, para Losas de Entrepisos Acero Deck

<b>Gage = 20</b>	
Espesor de lámina (e)	0.090 cm
Longitud	A medida
Área de acero de la lámina Deck (Assd)	10.05 cm <sup>2</sup>
Espesor de la losa compuesta (t)	11 cm
Inercia (I)	70.73 cm <sup>4</sup> /m
Módulo de elasticidad del acero (Es)	2000000 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de sección superior (spsd)	21.73 cm <sup>3</sup> /m
Módulo de sección inferior (snsd)	27.68 cm <sup>3</sup> /m
Resistencia del concreto (f'c)	210 kg/cm <sup>2</sup>
Fy	2530 kg/cm <sup>2</sup>
Carga muerta de concreto	177.6 kg/m <sup>2</sup>
Peso de cielo raso (W1)	100 kg/m <sup>2</sup>
Peso por tabiquería (w2)	100 kg/m <sup>2</sup>



#### IV.7.1.1. Diseño de lámina colaborante

**A. Deformación calculada:** se determinó la deflexión de la plancha colaborante Acero-Deck actuando como encofrado; se evaluó que el valor del  $\delta_{calc} < \delta_{adm}$ , empleando las fórmulas:

$$\delta_{adm} = \frac{L_{sd} \times 100}{180} \text{ ó } 1.9 \text{ cm (Se tomó el valor menor);}$$
$$\delta_{calc} = \frac{0.0069 \times W_{dsd} \times (L_{sd} \times 100)^4}{E_s I_{sd} b} \text{ (condición de 3 a más tramos)}$$
$$\text{verificamos } \delta_{cal} < \delta_{adm} \rightarrow 0.29 < 1.11 \text{ cm}$$

**B. Esfuerzos de tracción por flexión en el sistema no compuesto:** Se calcularon los esfuerzos de tensión por flexión en el sistema no compuesto. Para considerar los efectos de las cargas de montaje transitorias se evaluaron las dos posibles condiciones de carga: aplicando la carga de  $P_{sd} = 225 \text{ kgf}$  en el centro de la luz y la segunda aplicando una carga distribuida de  $W_{wsd} = 100 \text{ kf/m}^2$ .

**B.1. Cálculo de momentos:** Para hallar el esfuerzo primero se efectuó el cálculo de momentos, obteniendo:

$$M_{sd}^+ = 0.20 P_{sd} \times L_{sd} + 0.094 W_{dsd} \times L_{sd}^2 = 236.07 \text{ kg.m}$$

$$M_{sd}^- = 0.117 (W_{dsd} + W_{wsd}) \times L_{sd}^2 = 228.61 \text{ kg.m}$$

**B.2. Cálculo de los esfuerzos:** Estos momentos fueron divididos por el módulo de la sección y así se obtuvieron los esfuerzos de tensión por flexión

$$f^+ = \frac{M_{sd}}{S_{psd}} \times 100 = 863.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^- = \frac{M_{sd}}{S_{nsd}} \times 100 = 825.90 \text{ kg/cm}^2$$

Para finalizar con este paso, se verificó si los esfuerzos eran menores al esfuerzo máximo admisible indicado en el Manual de ACERO DECK

$$f^+ = < 0.60 F_y \rightarrow 863.21 = < 1518 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^- = > 0.60 F_y \rightarrow 825.90 = < 1518 \text{ kg/cm}^2$$

**C. Cálculo de esfuerzos admisible en el sistema compuesto:** Habiéndose evaluado la losa colaborante como elemento no compuesto se procedió a evaluar la misma como elemento compuesto, se calcularon los esfuerzos admisibles en el sistema compuesto.

**C.1. Cálculo del momento de inercia de la sección transformada fisurada:** Se determinó el momento de inercia de la sección transformada fisurada con la fórmula:

$$I_c = \frac{b Y_{cc}^3}{3} + n A_{ssd} Y_{cs}^2 + n I_{sd}$$

Siendo:

$$\rho = \frac{A_{s_{sd}}}{bxd} = 0.01613; n = \frac{E_s}{E_c} = 9$$

$$Y_{cc1} = d \times \left( \sqrt{2\rho xn + (\rho xn)^2} - \rho xn \right) = 3.43 \text{ cm};$$

$$Y_{ccs} = d - Y_{cc1} = 3.43 \text{ cm}$$

$$I_c = 4,850.99 \text{ cm}^4$$

**C.2. Cálculo del momento de inercia de la sección transformada no fisurada:** Luego se calculó el momento de inercia de la sección transformada no fisurada con la siguiente formula:

$$I_u = \frac{bxt_c^3}{12} + b \times t_c \times (Y_{cc}^2 - 0.5xt_c)^2 + nxI_{sd} + n \times A_s x Y_{cs}^2 + \frac{b}{C_s} \times \left\{ W_r x h_r \left[ \frac{h_r^2}{12} + (t - Y_{cc2} - 0.5xh_r)^2 \right] \right\}$$

$$Y_{cc2} = \frac{0.5xbxt^2 + nxA_{ssd} \times d - \frac{(C_s - W_r)xbxh_r}{C_s} \times (t - 0.5h_r)}{bxt + nxAS_{sd} - \frac{b}{C_s} xh_r(C_s - W_r)} = 4.92 \text{ cm}$$

$$Y_{cs} = d - Y_{cc2} = 3.39 \text{ cm}$$

$$I_u = 9,247.81 \text{ cm}^4$$

**C.3. Cálculo del momento de inercia efectivo:** Luego el momento de inercia efectivo se calculó mediante:

$$I_e = \frac{I_u + I_c}{2} = 7,049.40 \text{ cm}^4$$

**C.4. Se determinó el Ypromedio:**

$$Y_{prom} = \frac{Y_{cc1} + Y_{cc2}}{2} = 4.18 \text{ cm}$$

**C.5. Cálculo del módulo de sección inferior de sistema compuesto Sic:**

$$S_{ic} = \frac{I_e}{t - Y_{prom}} = 1033.05 \text{ cm}^3$$

**C.6. Calculo de momentos positivos producidos por la carga muerta y viva sin mayoraren condición de apoyo simple:**

$$M_{d_{sd}} = \frac{\varphi * w_{d_{sd}} * L_{sd}^2}{8} = 141.80 \text{ kg. m}$$

$$M_{l_{sd}} = \frac{w_{l_{sd}} * L_{sd}^2}{8} = 608.50 \text{ kg. m}$$

$$\left(\frac{Md_{sd} + Ml_{sd}}{Sic}\right) \times n \times 100 \times \leq 0.6 \times Fy$$

$$72.63 < 1518 \text{ kg/cm}$$

#### D. Condición de momento ultimo de resistencia a la flexión:

Se evaluó si la cuantía de la losa era mayor o menor que la cuantía balanceada de esta manera se comprobó en que condición se encontraba, si como una losa sub reforzada o sobre reforzada.

La cuantía balanceada se calculó con la siguiente formula:

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{Fy} \times \frac{0.003 \times (t - h_r)}{\left(0.003 + \frac{Fy}{E_s}\right)} \times d = 0.01305$$

Al ser una losa sub-reforzada se calculó el momento nominal con la formula especificada en el manual de ACERO DECK:

$$M_n = A_{s_{sd}} \times Fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = 3,788 \text{ kg.m}$$

El momento de diseño se halló multiplicando el Mn por “φ=0.90”

$$M_n = 3,409.50 \text{ kg.m}$$

#### E. Diseño por cortante:

En cuanto al cortante el manual de acero deck indica que se debe despreciar la contribución de la resistencia al cortante que pueda ofrecer la placa de acero, por lo que el concreto asumirá el cortante, se verificó que:

$$Vu \leq \phi Vn$$

Donde:

$$V_n = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times A_c = 4,167.94 \text{ kg}$$

$$V_u = \frac{wd_{sd} \times L_{sd}}{2} + \frac{wl_{sd} \times L_{sd}}{2} = 1,500.59 \text{ kg}$$

$$\text{Se verificó que } Vu < \phi Vn$$

#### F. Esfuerzo admisible a compresión en el concreto

Los esfuerzos nominales a compresión son iguales a 45% f'c que equivale a 94.5 kg/cm².

$$\left(\frac{Md_{sd} \times Ml_{sd}}{S_{cc} \times N}\right) \times 100 \leq S_{adm}$$

Donde:

$$S_{adm} = 0.45 \times f'_c$$

$$S_{cc} = \frac{I_{prom}}{Y_{prom}} = 1,688.01 \text{ cm}^3: \text{ modulo elástico de sección superior para la sección compuesta (cm}^3\text{)}$$

N = Es/Ec =9: ratio de los módulos de Young del acero y del concreto.

$$\text{Finalmente tenemos: } 4.94 \leq 94.5 \dots \text{OK}$$

### G. Deflexión del sistema compuesto

Se verificaron las dos posibles deflexiones, la deformación elástica y la deformación plástica:

**Deformación plástica:** cálculo de las deflexiones inmediatas debido a la carga propias y vivas:

$$\Delta'_{st} = \frac{5}{384} \times \frac{(w d_{sd} + w l_{sd}) \times L_{sd}^4}{E_c \times I_e}$$

$$\Delta'_{st} = 0.22 \text{ cm}$$

**Deformaciones elásticas,** deformaciones diferidas o deformaciones a largo plazo:

$$\Delta_{LT} = \Delta'_{st} \times \left[ 2 - 1.2 \times \frac{A'_s}{A_s} \right]$$

Donde:

$$A'_s = A_{s \text{ temp}} + A_{comp}$$

$$A_{comp} = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ temp}} = 0.002 \times b \times h (\text{malla electrosoldada de } \frac{1}{4}'' \text{ de } 15 \times 15)$$

$$A_{s \text{ temp}} = 2.22 \text{ cm}^2$$

$$\Delta_{LT} = 0.34 \text{ cm}$$

Finalmente se verificó que la deformación total sea inferior a la deformación admisible

$$\Delta_{Total} \leq \Delta_{adm}$$

$$\Delta_{adm} = \frac{L_{sd}}{360} \times 100 = 0.56$$

$$\Delta_{total} = \Delta_{LT} + \Delta'_{st} = 0.56$$

Se verificó que la deformación total era menor que la deformación admisible.

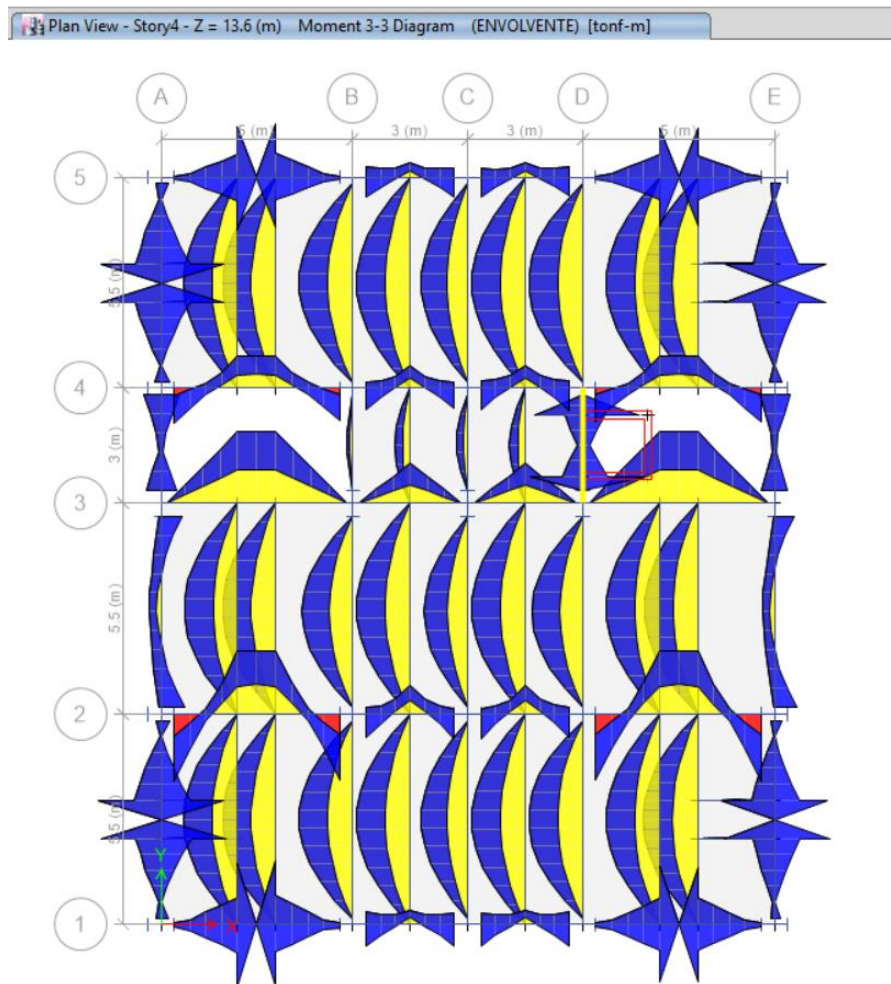
## IV.7.2. Diseño De Vigas Compuestas O Intermedias-Viguetas

### IV.7.2.1. Disposición de perfiles de acero utilizadas como viguetas de entrepiso.



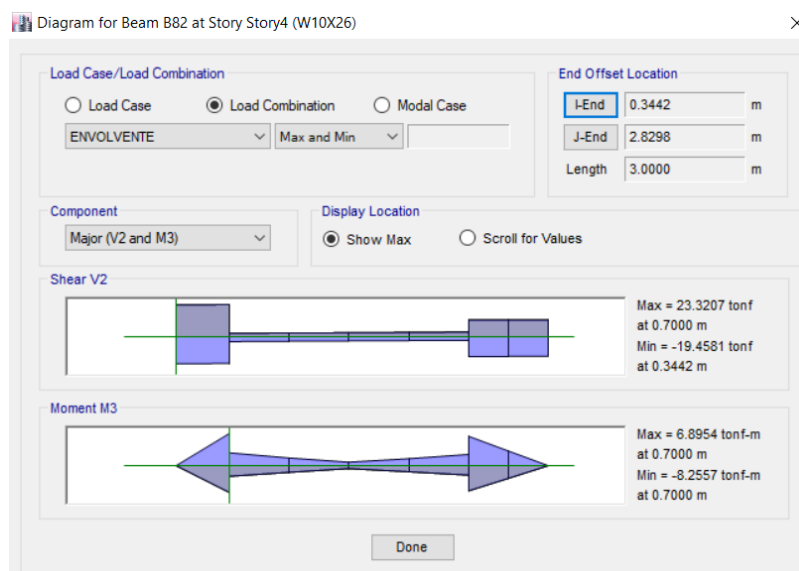
**Figura 4. 33. Distribución de perfiles de acero como vigas de entrepiso.**

Fuente: Obtenido de modelo en Software ETABS 2017, versión educativa. Elaboración propia



**Figura 4. 34. Momentos de diseño en entrepiso 4**

Fuente: Modelo en ETABS 2017, versión educativa.



**Figura 4. 35. Diagrama de fuerzas cortantes y momentos en viga adyacente a ascensor.**

Fuente: Modelo en ETABS 2017, versión educativa.

#### IV.7.2.2. Verificación de compacidad de la sección:

Calculamos Las Cargas Actuales Sobre La Viga Antes De Que Se Comporte Como Una Sección Compuesta, previo a ello se comprobó compacidad del perfil:

**Tabla 4. 62. Evaluación de compacidad de perfil W8X35**

Fuente: Datos manual 14th AISC

	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$	Comprobar	
Patín	8.10	10.79	28.38	$\lambda \leq \lambda_p$	<b>Es compacto</b>
Alma	20.5	106.72	161.78	$\lambda \leq \lambda_p$	<b>Es compacto</b>
El perfil es compacto para $F_y = 36$ Ksi					

#### IV.7.2.3. Evaluación de la resistencia de la sección individual y como sección compuesta.

##### A. Resistencia por flexión del perfil de acero

El tesista evaluó la resistencia del perfil de acero por separado del concreto pues mientras el concreto no fragua no actuaran como una sección compuesta, por lo que asumió que las solicitaciones que actúan sobre la viga son resistidas solo por el perfil que se evaluó.

**Tabla 4. 63. Resumen diseño por flexión del perfil.**

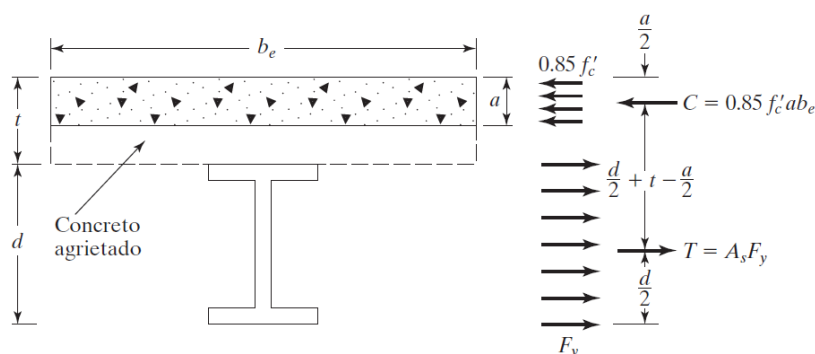
Fuente: Elaboración propia.

<b><math>W_u = 1.2</math> CM</b>	<b><math>M_u = W_u * L^2 / 8</math></b>	<b><math>\phi_b M_p</math></b>	<b>Comprobación</b>
0.461	15.51	93.69	OK

Comparando momentos: como  $\phi_b M_p \gg M_u$ , el perfil es el adecuado por diseño de resistencia.

## B. Resistencia por flexión como sección compuesta.

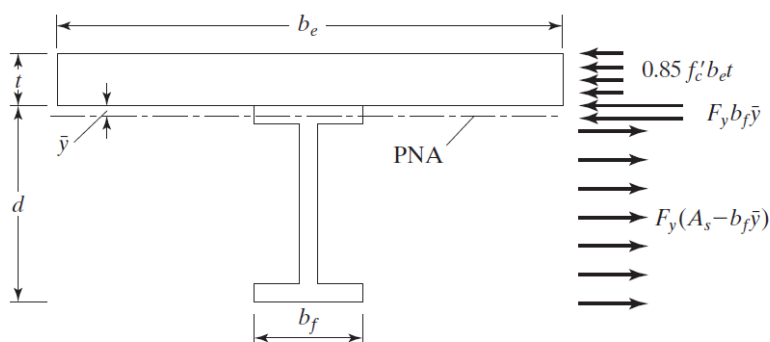
El tesista verifico la posición del eje neutro plástico, primero se supuso que el eje neutro se encontraba en el espesor de la losa de concreto como se muestra en el gráfico adjunto



**Figura 4. 36. Esquema de losa como sección compuesta**

Fuente: Diseño de estructuras de acero, (Mc cormack y sernack, 2012)

Al ser el bloque de compresión mayor al espesor de la losa, es evidente que el eje neutro plástico se encontraba o en el patín superior del perfil o por debajo del mismo, en el caso evaluado por el tesista, el ENP se encontraba en el patín superior por lo cual se halló el Momento nominal según la teoría expuesta por autores como Mc Cormack y Sernack



**Figura 4. 37. Esquema eje neutro en patín del perfil.**

Fuente: Diseño de estructuras de acero, (Mc cormack y sernack, 2012)

**Tabla 4. 64 . Resumen diseño por flexión-sección compuesta.**

Fuente: Elaboración propia

$W_u = 1.2CM + 1.6CV$	$M_u = W_u * L^2 / 8$	$\phi b.M_p$	Comprobación
1.324	29.85	173.42	OK

Comparando momentos actuante y resistente en la sección compuesta: como  $\phi b.M_n \gg M_u$ , **OK la sección compuesta es la correcta.**



### C. Chequeo De Cortante

Para el diseño por cortante, se supuso que el perfil de acero era el que resistía el cortante total, La resistencia por cortante del perfil de acero se calcula con la siguiente formula  $\phi_v V_n = \phi_v \cdot 0.60 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$ .

**Tabla 4. 65. Resumen de diseño por cortante.**

Fuente: Elaboración propia

$\frac{h}{t_w}$	$2.24 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Coefficiente de corte en el alma: $C_v$	$\phi_v \cdot 0.60 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$
20.5	63.57	1.0	48.94

El tesista comparo el cortante máximo que se mostraba en el ETABS para la vigueta o viga compuesta, que se analizó, a continuación, se muestra el cuadro comparativo, se observa que el cortante nominal es mucho mayor al cortante último, coherente al ser cargas de una vivienda multifamiliar.

**Tabla 4. 66. Comprobación por cortante.**

Fuente: Elaboración propia

$\phi_v V_n$	48.94	Tn	$> V_u$	4.18	Tn
	107.646	Kips		9.196	Kips

### D. Diseño De Conectores De Cortante

A continuación, se detalla las características del conector de corte utilizado por el tesista:

**Tabla 4. 67. Características de conector.**

Fuente: Elaboración propia

Diámetro conector (2.5 tf)	Long. Conector 4*Diam.	Área de sección transversal
¾" Estándar según AWS	3"	0.44 pulg <sup>2</sup>

La fuerza horizontal  $V_h$ , a la que estarán sometidos los conectores de corte es igual a la que resiste la sección compuesta en este caso es,  $C_1 = 0.85 \cdot f_c \cdot A_c = 248.12 \text{ Ton} = 545.86 \text{ Kip}$

### E. Calculamos la resistencia al corte del conector

La resistencia de corte del conector será la menor entre

**Tabla 4. 68. Cálculo resistencia por corte de conector.**

Fuente: Elaboración propia

$0.5 A_s a \times \sqrt{f_c \times E_c}$	11.27	Ton	$R_g \times R_p \times A_s a \times F_u$	7.8	Ton	Qn	17.16	Kips
	24.794	Kip		17.16	Kip			

**Calculamos el número de conectores de corte requeridos entre el extremo de la viga y el centro de claro.**

$$N1 = Vh/Qn$$

$$N1 = 545.86 \text{ Klb}/17.16 = 31.81 = 32; N2 = 369.86/17.16 = 21.55 = 22$$

En toda la longitud de la viga necesitamos utilizar 44 conectores de corte de 3/4"x3" espaciados a 12 cm.

#### **F. Cálculo de deflexiones**

El tesista calculo la deflexión máxima en el centro para una viga simplemente apoyada con la fórmula que se muestra a continuación, tanto para el caso de carga muerta como para la carga viva; asumió que solo el perfil de acero resistiría la acción de las solicitaciones gravitacionales:

$$\Delta CM = \frac{5WL^4}{384 * EI} = 0.0271 ; \Delta CV = \frac{5WL^4}{384 * EI} = 0.0188 \text{ m}$$

Así mismo para calcular los limites utilizo las siguientes formulas:

$$\text{Para } CV : \frac{L}{360} \geq \Delta CV \rightarrow \frac{5}{360} = 0.01389$$

Para  $CM + CV : \frac{L}{240} \geq \Delta CM + \Delta CV = \frac{5}{240} = 0.02083$ , como se observa la deflexión es mayor a la permitida por lo que se opto por usar el perfil W10X39 como perfil definitivo par viguetas al cumplir las condiciones de resistencia y de servicio.

### IV.7.3. Diseño del enlace o “link”

El tesista procedió a la revisión del pandeo local del enlace o “Link”, a fin de determinar la ductilidad del perfil elegido a razón de que la sección del enlace es la misma que de la viga principal en todos los pórticos arriostrados excéntricamente. El perfil evaluado por el tesista fue el W 10X26.

**Tabla 4. 69. Características Perfil W 10 X 26.**

Fuente: Datos manual 14th AISC

Área (A)	7.61	in <sup>2</sup>	Espesor del alma (tw)	0.26	In
	49.08	cm <sup>2</sup>		0.66	Cm
Peralte (d)	10.30	In	Ancho ala o patín (bf)	5.77	In
	26.16	Cm		14.66	Cm
Peso (wt)	26.00	Lb	Espesor ala o patín (tf)	0.44	In
	11.79	Kg		1.12	Cm
Zx	31.30	in <sup>3</sup>	bf/2tf	6.56	
	513.01	cm <sup>3</sup>	h/tw	34	
Ix	144.00	in <sup>4</sup>			
	5993.28	cm <sup>4</sup>			

**Tabla 4. 70. Verificación de ductilidad de perfil W10X26.**

Fuente: Elaboración propia

	$\lambda$	$\lambda_{hd}$	$\lambda_{md}$	Comprobar	
Patín	6.56	7.53	9.26	$\lambda \leq \lambda_{hd}$	Alta Ductilidad
Alma	34	60.44	91.77	$\lambda \leq \lambda_{hd}$	Alta Ductilidad
Por lo tanto, el perfil es compacto para A-36					

**Tabla 4. 71. Fuerzas ultimas aplicadas.**

Fuente: Elaboración propia

Pu	Vu	Mu
0.65 tonf	17.06 tonf	8.60 tonf.m

#### IV.7.3.1. Comportamiento y resistencia del enlace

**Tabla 4. 72. Resumen de diseño de enlace.**

Fuente: Elaboración propia

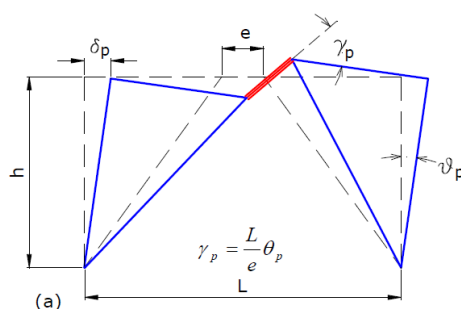
Atw	Vp (0.6*Fy*Atw)	Mp (FyZx)	e crítico (2Mp/Vp)	e usado
15.80	24 Tonf	12.98 tonf.m	1.08 m	1.00 m

$$V_n = \text{Sí (e usado} < \text{crítico; } V_p; 2 * M_p / e) = 129.6 ; \phi = 0.90$$

$$\phi V_n = 21.60 \text{ Tonf}$$

$$\phi M_n = 11.70 \text{ Tonf.}$$

### IV.7.3.2. Determinación de la rotación del enlace



**Figura 4. 38. Mecanismos de deformación plástica que conlleva a la rotación en el enlace.**

Fuente: Diseño sismorresistente de construcciones de acero, (Crisafulli, 2018)

**Tabla 4. 73. Resumen cálculo rotación inelástica en el enlace.**

Fuente: Elaboración propia

$\Theta_e$	$\Theta_p$	L	e	$\gamma_p$
0.001734	0.010401	5 m	1 m	0.0513

La rotación máxima permitida en el enlace está dada por:

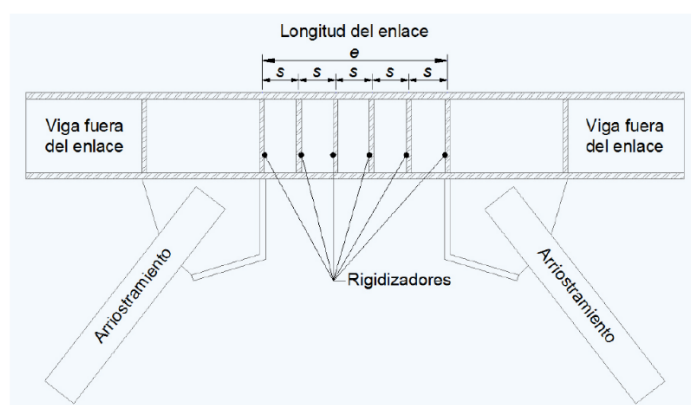
$$e \leq e_{crit} \rightarrow \gamma_{max} = 0.08 \text{ radianes} \rightarrow \gamma_p \ll \gamma_{max} \dots OK$$

### IV.7.3.3. Espesor y separación de los rigidizadores del enlace

Ancho mínimo:  $b_f - 2t_w = 12.42 \text{ cm}$

Espesor mínimo:  $0.75 t_w = 0.4953 \text{ cm} = 5 \text{ mm}$   
 $10 \text{ mm} = 1 \text{ cm}$

**Espesor = max (0.75  $t_w$ ; 10 mm) = 10mm**



**Figura 4. 39. Esquema de separación de rigidizadores en el enlace.**

Fuente: Diseño sismorresistente de construcciones de acero, (Crisafulli, 2018)

Separación entre rigidizadores, “S”

**Tabla 4. 74. límites de separación de rigidizadores según rotación inelástica del enlace**

Fuente: Elaboración propia

52 tw – d/5 $\leftarrow \gamma_p = 0.02$ rad	Interpolar entre valores de borde	1.5 br medido desde cada extremo del enlace	Rigidizadores no requeridos
Interpolar para $0.02 < \gamma_p < 0.08$ rad			
30tw – d/5 para $\gamma_p = 0.08$ rad			
<b>1.6</b>	<b>2.6</b>	<b>5.0</b>	

**La longitud del enlace seleccionado es menor a 1.6 Mp/Vp, además  $\gamma_p = 0.0513$**

S cal:

$$52tw - d/5 = 29.10 \text{ cm}$$

$$30tw - d/5 = 14.58 \text{ cm} \dots \text{escogeremos } S = 20 \text{ cm}$$

### Rigidez requerida del arriostramiento lateral

Las especificaciones AISC LRFD 341-16, recomiendan el arriostramiento en ambas alas en los extremos de los enlaces, estos deben tener una rigidez mínima requerida, a continuación, se muestra el procedimiento efectuado por el tesista para calcular dicha rigidez.

$$M_r = R_y * F_y * Z_x = 1.5 * 36 * 147 = 7938 \text{ klb} \times \text{pulg Resistencia a flexión de la viga}$$

$$L_b = e = 39.37 \text{ pulg}$$

$$\beta_{br} = \frac{1}{0.75} * \left( \frac{4 * M_r}{L_b \cdot h_{ob}} \right) = 91.13 \text{ klb/pulg rigidez requerida del arriostramiento lateral.}$$

#### IV.7.4. Diseño De Viga Fuera Del Enlace

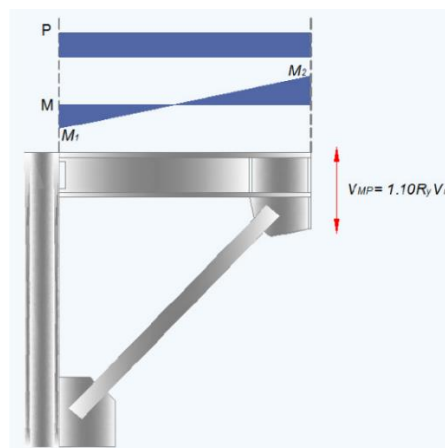
##### IV.7.4.1. Revisión del pandeo local de la viga fuera del enlace

La sección usada en la viga fuera del enlace es la misma que el enlace W10X26, por lo que se concluye que la sección es de alta ductilidad.

##### IV.7.4.2. Revisión especial de la viga fuera del enlace

###### **Demanda:**

La filosofía de diseño en los pórticos de acero arriostrados excéntricamente, es el de producir la disipación de energía al producirse deformaciones en el rango plástico en los miembros fusibles (enlace o link), es por ello, que el resto de componentes del sistema estructural deben poseer una resistencia superior a la que alcance el enlace al incursionar en el rango plástico. La especificación AISC recomienda que las vigas fuera del enlace sean diseñadas para las fuerzas que soportara la estructura cuando en el enlace se desarrolle una fuerza equivalente a  $V_{MPV} = 0.88 * 1.25 * R_y * V_n$ .



**Figura 4. 40. Cortante máximo esperado para diseño de viga fuera del enlace.**

Fuente: Diseño sismorresistente de construcciones de acero, Crisafulli (2018)

Para cumplir con los requerimientos de las especificaciones del AISC LRFD-16 deberemos amplificar la fuerza sísmica actuante en el enlace por un factor de corrección con el fin de analizar las fuerzas actuantes en la viga fuera del enlace cuando en el mismo se desarrolla el cortante máximo esperado ( $0.88 * 1.25 * R_y * V_n$ )

$$V_u (\text{enlace}) = 17.06 \text{ Tonf}$$

$$V_{mp} (\text{enlace}) = 39.6 \text{ Tonf}$$

$\Omega_1 = 2.32$ , Valor que el tesista ingreso al modelo de Etabs, en la opción preferencias de diseño, obteniendo los cortantes, axiales y momentos que se producen en la viga fuera del enlace, cuando esté ha plastificado.

**Tabla 4. 75. Fuerzas de diseño de la viga fuera del enlace.**

Fuente: Datos obtenidos del análisis realizado en software ETABS 2017, versión educativa.

Vu	Vua	Pu	Pua	Mu	Mua
2.88	6.72	5.80	10.92	4.65	10.74

#### IV.7.4.3. Resistencia por compresión

**Tabla 4. 76. Cálculo de esbeltez de la columna.**

Fuente: Datos obtenidos del análisis realizado en software ETABS 2017, versión educativa.

Kx	Ky	Lx	Ly	KxLx/rx	KyLy/ry	E <sub>max</sub>	Elim
1.0	1.0	500	500	45.25	45.25	45.25	133.68

$$\lambda_c = \frac{E_{max}}{\pi} * \sqrt{\frac{F_{yb}}{E}} = 0.50$$

$$F_{cr} = SI(\lambda_c < 1.5; 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_{yb}, \frac{0.877}{\lambda_c^2} * F_{yb}) = 2279.24$$

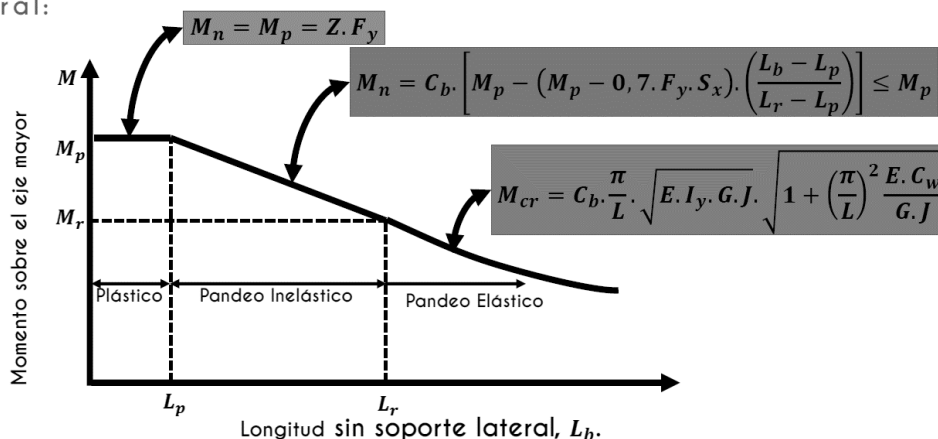
$$P_n = A_b * F_{cr} = 111.88 \text{ Ton}$$

$$\phi P_n = 100.69 \text{ Ton}$$

$$P_{ua} / \phi P_n = 0.11 \dots \text{OK cumple por fuerza axial}$$

#### IV.7.4.4. Resistencia a flexión (Perfiles compactos)

Pandeo lateral:



**Figura 4. 41. Momento Vs Longitud sin soporte lateral**

Fuente: Diseño de estructuras de Acero, Mc Cormack (2012)

#### A. Cálculo de longitudes características:

$$L_b = 200 \text{ cm}$$

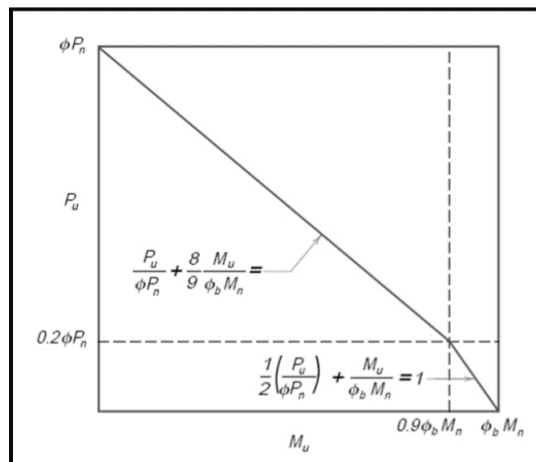
$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 190.32 \text{ cm}$$

$$L_r = 1.95 * r_{ts} * \frac{E}{0.7F_y} * \sqrt{\frac{J.C}{S_x.ho} + \sqrt{\left(\frac{J.c}{S_x.ho}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7.F_y}{E}\right)^2}} = 593.19 \text{ cm}$$

$$r_{ts} = \frac{\sqrt{I_y.C_w}}{S_x} = 4.01$$

Como  $L_b > L_p \rightarrow \phi M_n = 11.69 \text{ Ton.m}$

#### IV.7.4.5. Resistencia a flexo-compresión



**Figura 4. 42. Gráfico Resistencia por flexocompresión del perfil.**

Fuente: Diseño de estructuras de Acero, Mc Cormack (2012)

$$\text{Si } P_u / \phi P_n < 0.2 \rightarrow I = \frac{P_u}{2 \phi P_n} + \frac{M_u}{\phi P_n}$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} > 0.2 \rightarrow I = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8 M_u}{9 \phi M_n}$$

Como  $P_u / \phi P_n < 0.2 \rightarrow I = 0.93 \text{ OK}$



## IV.7.5 Diseño De Riostras

**Tabla 4. 77. Características del perfil W10X45.**

Fuente: Datos manual 14th AISC

Area (A)	13.30	in <sup>2</sup>	Espesor del alma (tw)	0.35	In
	85.79	cm <sup>2</sup>		0.89	Cm
Peralte (d)	10.10	In	Ancho ala o patin (bf)	8.02	In
	25.65	Cm		20.37	Cm
Peso (wt)	45.00	Lb	Espesor ala o patin (tf)	0.62	In
	20.45	Kg		1.57	Cm
Zx	54.90	in <sup>3</sup>	bf/2tf	6.47	
	899.81	cm <sup>3</sup>		22.5	
Ix	248.00	in <sup>4</sup>	h/tw		
	10321.76	cm <sup>4</sup>			

### IV.7.5.1. Datos del análisis estructural:

Para el caso de las riostras, las especificaciones del AISC LRFD-341-16, indica que deberá verificarse las solicitaciones actuantes en las mismas, cuando en el “link” o enlace este sometido al cortante máximo esperado de  $VMP = 1.25 \cdot R_y \cdot V_n$ .

**Tabla 4. 78. Factor de amplificación sísmica para diseño de riostras.**

Fuente: Datos obtenidos del análisis realizado en software ETABS 2017, versión educativa.

Vu enlace por sismo	VMP	$\Omega$ (factor de amplificación para diseño de riostra)
17.06	44.99	2.64

**Tabla 4. 79. Fuerzas de diseño.**

Fuente: Datos obtenidos del análisis realizado en software ETABS 2017, versión educativa.

Vu	Vua	Pu	Pua	Mu	Mua
1.40	3.98	25.34	69.72	3.50	10.30

### IV.7.5.2. Verificación de razón ancho – espesor del perfil de acero para compresión axial:

**Tabla 4. 80. Verificación de ductilidad Perfil W 10X49**

Fuente: Datos manual 14th AISC. Elaboración propia

	$\lambda$	$\lambda_{md}$	Comprobar	
Patín	6.47	9.27	$\lambda \leq \lambda_{md}$	Moderada Ductilidad
Alma	22.5	36.38	$\lambda \leq \lambda_{md}$	Moderada Ductilidad
Por lo tanto el perfil posee modera ductilidad para $F_y = 36$ Ksi				

### IV.7.5.3. Resistencia de diseño por compresión

**Tabla 4. 81. Cálculo de esbeltez de la riostra**

Fuente: Elaboración propia

Kx	Ky	Lx	Ly	KxLx/rx	KyLy/ry	E <sub>max</sub>	Elim
1	1	377	377	34.12	58.44	58.44	133.68

$$\lambda_c = \frac{E_{max}}{\pi} * \sqrt{\frac{F_{yb}}{E}} = 0.66$$

$$F_{cr} = SI(\lambda_c < 1.5; 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_{yb}, \frac{0.877}{\lambda_c^2} * F_{yb}) = 13.67 \text{ Ton}$$

$$P_n = A_b * F_{cr} = 196.87 \text{ Ton}$$

$$\phi P_n = 177.18 \text{ Ton}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0.39 \dots \text{Ok cumple}$$

### IV.7.5.4. Resistencia a flexión (Perfiles compactos)

**Cálculo de longitudes características:**

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 377 \text{ cm}$$

$$L_r = 1.95 * r_{ts} * \frac{E}{0.7 F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x \cdot h_o}\right)^2} + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2} = 1311 \text{ cm}$$

$$r_{ts} = \frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x} = 7.21$$

$$\text{Como } L_p < L_b < L_r \rightarrow M_n = \min \left( (C_b \cdot (M_p - (M_p - 0.7 * S_x * F_y) * \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p})); M_p \right)$$

$$M_n = 25.06 \text{ Ton.m}$$

$$\phi M_n = 22.55 \text{ Ton.m}$$

### IV.7.5.5. Resistencia a flexo-compresión

$$\text{Si } P_u / \phi P_n < 0.2 \rightarrow I = \frac{P_u}{2 \phi P_n} + \frac{M_u}{\phi P_n}$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} > 0.2 \rightarrow I = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8 M_u}{9 \phi M_n}$$

$$\text{Como } P_u / \phi P_n > 0.2 \rightarrow I = 0.867 \text{ OK}$$

#### IV.7.6. DISEÑO DE COLUMNAS

El tesista evaluó los perfiles seleccionados en el capítulo del predimensionamiento, sin embargo, luego de algunas iteraciones, selecciono los perfiles más óptimos, teniendo en el primer y segundo piso columnas W27X368, cuyo proceso de diseño se expone a continuación:

**Tabla 4. 82. características del Perfil W 27X368** (Fuente: Datos manual 14th AISC.)

Área (A)	108	in <sup>2</sup>	Espesor del alma (tw)	1.38	In
	696.60	cm <sup>2</sup>		3.51	Cm
Peralte (d)	30.40	In	Ancho ala o patín (bf)	14.70	In
	77.22	Cm		37.34	Cm
Peso (wt)	368	Lb	Espesor ala o patín (tf)	2.48	In
		Kg		6.30	Cm
Zx	1240.00	in <sup>3</sup>	bf/2tf	2.69	
	20323.60	cm <sup>3</sup>	h/tw	17.3	
Ix	16200	in <sup>4</sup>			
	674244	cm <sup>4</sup>			

##### IV.7.6.1. Revisión del pandeo local de las columnas

El tesista procedió a revisar la ductilidad del perfil utilizado para las columnas, verificó que el perfil ensayado cumplía con el requisito de las especificaciones AISC LRFD-16, respecto a que debe tener alta ductilidad.

**Tabla 4. 83. verificación de ductilidad del Perfil W 27X368.**

Fuente: Datos manual 14th AISC

	$\lambda$	$\lambda_{hd}$	Comprobar	
Patín	2.69	7.42	$\lambda \leq \lambda_{hd}$	<b>alta Ductilidad</b>
Alma	17.3	59.56	$\lambda \leq \lambda_{hd}$	<b>alta Ductilidad</b>
Por lo tanto, el perfil posee ALTA DUCTILIDAD para $F_y = 36$ Ksi				

##### IV.7.6.2. Revisión especial de las columnas

A fin de cumplir con las especificaciones del AISC-LRFD-16, el tesista verificó el diseño de las columnas, considerando las cargas axiales actuantes en la columna con el sismo sin amplificar y lo comparo con la capacidad a carga axial de la columna en análisis W27X368.

**Tabla 4. 84. Carga ultima por fuerzas gravitacionales.**

Fuente: Datos obtenidos del análisis realizado en software ETABS 2017, versión educativa.

Piso	Pu	Pu (acumulado)
Piso 6	2.90 Ton	2.90 Ton
Piso 5	17.70 Ton	20.6 Ton
Piso 4	45.09 Ton	65.69 Ton
Piso 3	76.21 Ton	141.90 Ton
Piso 2	109.21 Ton	251.11 Ton
Piso 1	141.75 Ton	392.86 Ton

Según los cálculos efectuados y mostrados en la tabla antes adjunta, la carga axial máxima a la que está sometida la columna es de 392.86 Ton, por lo cual el tesista procedió a verificar la resistencia axial de la columna:

**Tabla 4. 85. cálculo de esbeltez del Perfil W 27X368.**

Fuente: Elaboración propia

Kx	Lx	Ky	Ly	rx	ry	KxLx/rx	KyLy/ry	E <sub>max</sub>	Elim
1	320	1	320	30.99	8.84	10.33	36.20	36.20	133.68

$$E_{max} = 36.20$$

El límite de esbeltez para una columna:

$$Elim = 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133.68 \dots \text{por tanto la columna no es esbelta}$$

$$\lambda_c = \frac{E_{max}}{\pi} * \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.40$$

$$F_{cr} = 2367.01$$

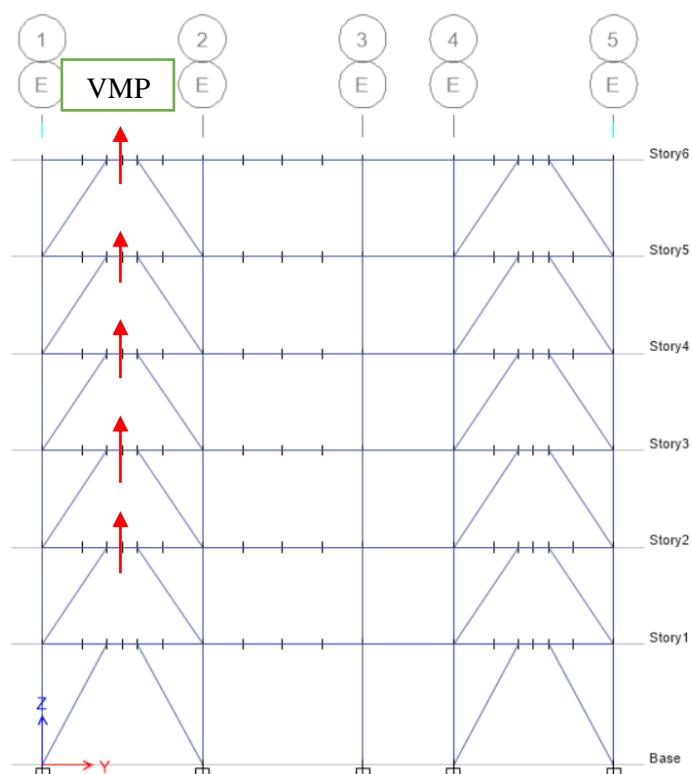
$$\phi P_n = 0.9 * F_{cr} * A = 1483.97 \text{ Ton}$$

Por tanto,  $P_u / \phi P_n = 0.27$ , por lo que al ser menor a 0.4 no será necesario hacer el chequeo de la misma incluyendo las fuerzas en los enlaces con el cortante máximo esperado en ellos, sin embargo, el tesista realizo dicha verificación, observando que también cumple con dicha condición.

**Tabla 4. 86. cálculo de fuerza máxima axial aplicada sobre la columna reemplazando el sismo**  
Fuente: Datos obtenidos del análisis realizado en software ETABS 2017, versión educativa.

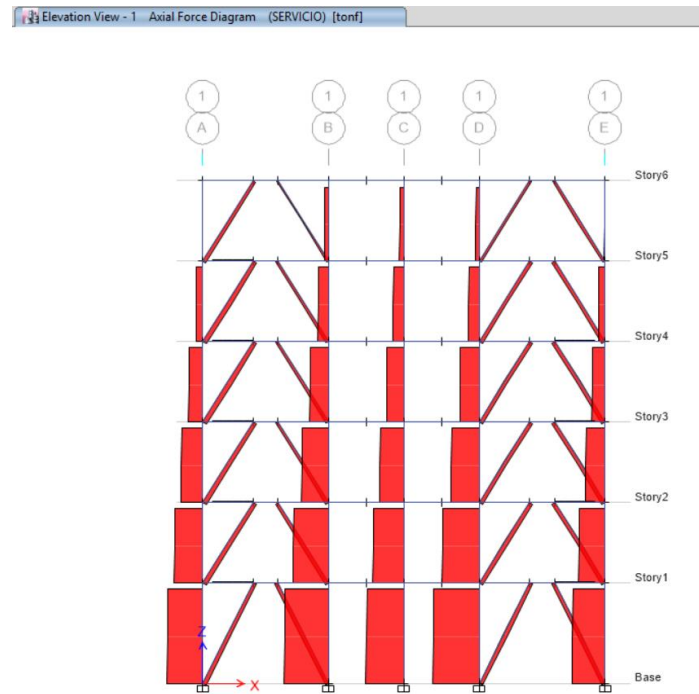
Nivel	Eslabón	Vn (Kg)	P (Kg)		1.1*Ry*Vn	Q	Pu (Kg)	ACUM (1.2+CV)
			CP	CV			(1.2+CV)	
6	W10X26	23,995.79	1,006.00	181.10	39,593.06	39,593.06	1,388.30	1,388.30
5	W10X26	23,995.79	6,587.00	2,216.22	39,593.06	79,186.11	10,120.62	11,508.92
4	W10X26	23,995.79	14,126.00	4,756.22	39,593.06	118,779.17	21,707.42	33,216.34
3	W10X26	23,995.79	21,438.00	7,200.77	39,593.06	158,372.22	32,926.37	66,142.71
2	W10X26	23,995.79	28,916.00	9,567.89	39,593.06	197,965.28	44,267.09	110,409.80
1	W10X26	23,995.79	36,575.00	11,808.81	39,593.06	237,558.34	55,698.81	166,108.61
						<b>237,558.34</b>	1.2CM+CV+CS	<b>388,774.68</b>

<b>Pumax</b>	<b>626.33</b>
<b>Pumax/ØPn</b>	<b>42.21%</b>



**Figura 4. 43. Gráfico considerando cortante máximo que se producirá en el enlace.**

Fuente: Obtenido de software ETABS 2017, versión educativa.



**Figura 4. 44. Diagrama de fuerzas axiales en columnas en condición de servicio.**

Fuente: Obtenido de análisis estructural realizado en SOFTWARE ETABS 2017, versión educativa.

#### IV.7.7. Diseño de conexiones

##### IV.7.7.1. Diseño de conexión simple viga – vigueta (doble ángulo totalmente soldada):

Se realizará el diseño para la conexión simple viga W 10X26– vigueta W 8X35 (doble ángulo totalmente soldada) más crítico.

Se muestra el diseño con la conexión que cumple todos los requerimientos del diseño en el primer piso y para los demás pisos conexiones simples viga – vigueta.

**Tabla 4. 87. Características del ángulo a utilizar en la unión viga-vigueta.**

Fuente: Elaboración propia.

DATOS DEL ÁNGULO PARA LA TABLA AISC				
Fy		Fu		
36 Ksi	2530 kg/cm2	58 Ksi	4076 Kg/cm2	

Datos de soldadura pata tablas AISC = E70XX

#### A. Datos del análisis estructural:

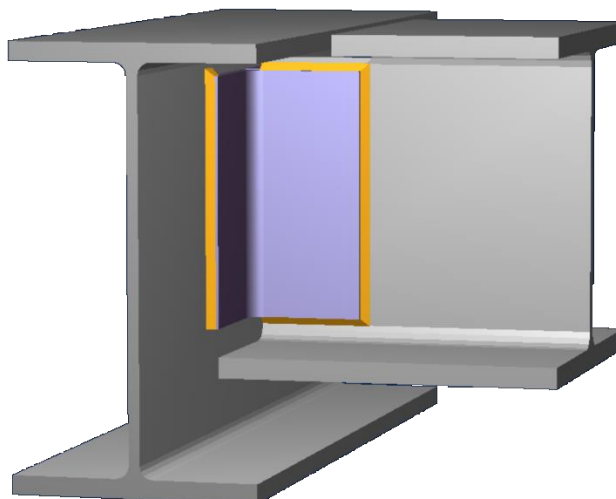
Reacciones de la vigueta para CM Y CV:

**Tabla 4. 88. Fuerzas de diseño en conexión viga-vigueta.**

Fuente: Datos obtenidos del análisis realizado en software ETABS 2017, versión educativa.

CM (Kg)	CV (Kg)	Ru 1.2CM+1.6CV (Kg)
185	825	3529.42

Calcularemos las dimensiones para entrar en las tablas del AISC Dimensiones de recorte para despatinado superior de la vigueta:



**Figura 4. 45. Unión Viga-vigueta.**

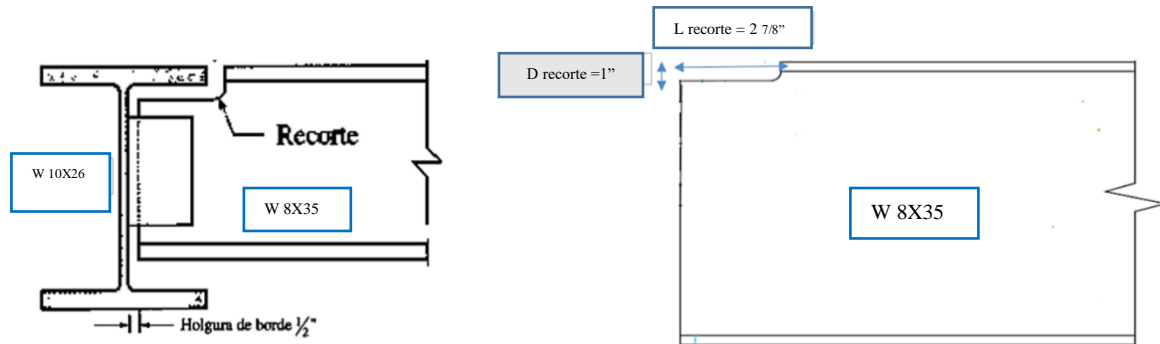
Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

$$d \text{ recorte} \geq K \text{ viga} \rightarrow 0.74'' \rightarrow d \text{ recorte} = 1''$$

$$L \text{ recorte} = \frac{1}{2}bf \text{ viga} - \frac{1}{2}tw \text{ viga} - \frac{1}{2} + \left[\frac{1''}{2} \text{ a } \frac{3''}{4}\right]$$

$$L \text{ recorte} = \frac{1}{2} * 5.77 - \frac{1}{2} * 0.26 - \frac{1}{2} + \frac{1}{2}$$

$$L \text{ recorte} = 2.76 \text{ in} \rightarrow L \text{ recorte} = 2 \frac{7}{8}''$$



**Figura 4. 46.Unión Viga 10X26-vigueta 8X35.**

Fuente: Elaboración propia

## B. Cálculo de la longitud mínima y máxima del ángulo

$$L \text{ min} = \frac{T \text{ vigueta}}{2} = \frac{8.25 \text{ in}}{2} = 4.125 \text{ in}$$

$$L \text{ max} = d \text{ vigueta} - d \text{ recorte} - k \text{ det vigueta} = 8.12 - 1 - 1.19 = 5.93$$



### C. Diseño de la soldadura entre el alma de la vigueta y los ángulos (soldadura a):

Para lo cual se utilizará la tabla 10-3 “All – Welded Double-Angle Conections” del manual AISC-LRFD.

**Tabla 4. 89. “All – Welded Double-Angle Conections” del manual LRFD.**

Fuente: (Manual LRFD AISC – Tabla 10-3)

L	Welds A (70 ksi)				Welds B (70 ksi)			
	Weld Size, in.	$R_n/\Omega$	$\phi R_n$	Minimum Web Thickness, in.	Weld Size, in.	$R_n/\Omega$	$\phi R_n$	Minimum Web Thickness, in.
		kips	kips			kips	kips	
		ASD	LRFD			ASD	LRFD	
14	5/16	186	279	0.476	3/8	123	185	0.286
	1/4	149	223	0.381	5/16	103	154	0.238
	3/16	111	167	0.286	1/4	82.3	123	0.190
12	5/16	164	246	0.476	3/8	99.3	149	0.286
	1/4	131	197	0.381	5/16	82.8	124	0.238
	3/16	98.3	147	0.286	1/4	66.2	99.3	0.190
10	5/16	140	211	0.476	3/8	75.7	113	0.286
	1/4	112	169	0.381	5/16	63.1	94.6	0.238
	3/16	84.3	126	0.286	1/4	50.4	75.7	0.190
9	5/16	128	193	0.476	3/8	64.2	96.3	0.286
	1/4	103	154	0.381	5/16	53.5	80.2	0.238
	3/16	77.1	116	0.286	1/4	42.8	64.2	0.190
8	5/16	116	174	0.476	3/8	53.0	79.5	0.286
	1/4	92.9	139	0.381	5/16	44.2	66.3	0.238
	3/16	69.6	104	0.286	1/4	35.4	53.0	0.190
7	5/16	103	155	0.476	3/8	42.4	63.6	0.286
	1/4	82.5	124	0.381	5/16	35.3	53.0	0.238
	3/16	61.9	92.9	0.286	1/4	28.3	42.4	0.190
6	5/16	90.3	135	0.476	3/8	32.5	48.7	0.286
	1/4	72.3	108	0.381	5/16	27.0	40.6	0.238
	3/16	54.2	81.3	0.286	1/4	21.6	32.5	0.190
5	5/16	77.1	116	0.476	3/8	23.4	35.1	0.286
	1/4	61.7	92.6	0.381	5/16	19.5	29.2	0.238
	3/16	46.3	69.4	0.286	1/4	15.6	23.4	0.190

Probaremos para la soldadura A un tamaño de soldadura de 3/16" y una longitud de 5 in, para un ángulo de material  $F_y = 36$  ksi y  $F_u = 58$  ksi y una vigueta de material  $F_y = 36$  ksi y  $F_u = 58$  ksi.

Verificaremos si la longitud del Angulo “L” elegido si cumple con  $L_{max}$  y  $L_{min}$ :

$$L_{min} \leq L \leq L_{max} \Rightarrow 4.125 \text{ in} < 5.31 \text{ in} < 5.93 \text{ in} \text{ (OK CUMPLE)}$$

Verificaremos si el alma de la vigueta cumple con el espesor mínimo requerido para la Tabla del LRFD para  $F_y = 36$  ksi:

$$tw_{min \text{ vigueta de Tabla}} < tw_{vigueta} \Rightarrow 0.286 \text{ in} < 0.31 \text{ in} \text{ (OK CUMPLE)}$$

Verificaremos la resistencia de diseño de la soldadura según las Tabla del LRFD:

**Tabla 4. 90.verificación de resistencia de diseño del alma de la vigueta**

Fuente: Elaboración propia

<b>Ø Rn</b>	116	kips	<b>&gt;Ru</b>	7.766	Kips
	52.72	tn		3.53	tn

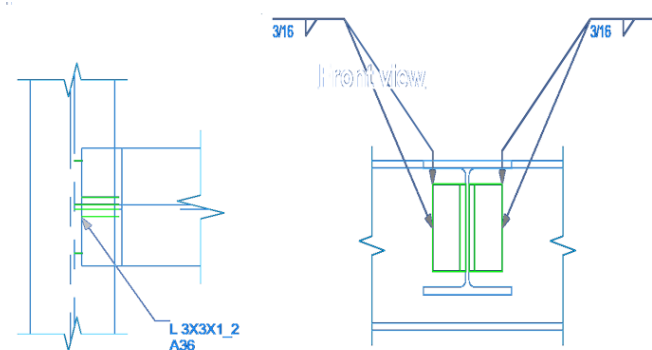
**Ok** Cumple Resistencia La Soldadura Tipo A Con  $w = 5/16''$ ,  $L = 5$  in.

#### D. Diseño del espesor mínimo del ángulo

$$t_{min} = \max [wA, wB] + 1/16'' = 1/4'' + 1/16'' = 5/16''$$

Por Lo Tanto, Al Cumplir Todos Los Requerimientos De Diseño, el tesista concluyo Utilizar Una Conexión Simple Doble Ángulo Totalmente Soldada Con Los Sigüientes Datos:

**2L3"X3"X1"-2, CON SOLDADURAS A DE 5/16".**



**Figura 4. 47.Detalles de conexión viga-vigueta.**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone

#### IV.7.7.2. Diseño de conexión simple viga – columna (doble ángulo totalmente empernada):

Se realizará el diseño para la conexión simple viga – columna (doble ángulo totalmente empernada) más crítico, este es típico del 1er al 6to piso. Se mostrará el diseño con la conexión que cumple todos los requerimientos del diseño. Para las demás conexiones simples viga – columna se mostrará un cuadro resumen con el detalle de las conexiones que cumplen el diseño ya que el procedimiento de diseño es similar.

**Tabla 4. 91. Resistencia por fluencia del ángulo.**

Fuente: Elaboración propia

DATOS DEL ÁNGULO PARA LA TABLA AISC			
Fy		Fu	
36 Ksi	2530 kg/cm <sup>2</sup>	58 Ksi	4076 Kg/cm <sup>2</sup>

Datos de soldadura para tablas del AISC: E70XX

##### A. Datos del análisis estructural:

Del programa ETABS obtenemos las reacciones de la envolvente, en los extremos de la viga soportada por la columna (fuerza cortante en los extremos):

**Mu max 0.**

**Ru** = 9.76 Ton = 21.52 kips

**Calcularemos las dimensiones para entrar en las tablas AISC**

Cálculo de la longitud mínima y máxima del ángulo clip (L):

$$L_{min} = T_{viga}/2 = 15.48/2 = 7.74 \text{ in}$$

$$L_{max} = T_{viga} = 15.48 \text{ in}$$

Distancias a los bordes de los pernos del ángulo y espaciamiento entre pernos según las tablas AISC:

- $Lev = 1.25 \text{ in} \approx 1 \frac{1}{4}"$
- $Leh = 1.25 \text{ in} \approx 1 \frac{1}{4}"$
- $S = 3 \text{ in}$

Distancias a los bordes de los pernos del alma de la viga según las tablas AISC

- $Leh = 1.75 \text{ in} = 1 \frac{3}{4}"$

## B. Diseño de los pernos y los ángulos

Para lo cual se utilizará la tabla 9-2 “All – Bolted Double-Angle Conections” del manual LRFD; se divide en 3 partes que sirven para diseñar toda la conexión.

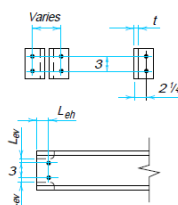
La primera parte se utiliza para diseñar los pernos y los ángulos para lo cual la tabla contempla los siguientes estados límites para cada caso de diseño:

- Estados límite para perno: cortante doble en el perno.
- Estados límite para ángulo: aplastamiento del perno sobre los ángulos, fluencia por cortante de los ángulos, ruptura por cortante de los ángulos y ruptura por bloque de cortante de los ángulos.

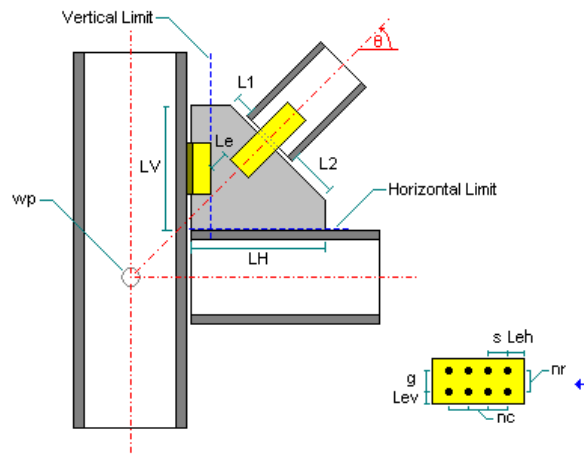
**Tabla 4. 92. Conexiones de doble ángulo atornillado**

Fuente: Manual AISC-LRFD

$F_y = 36 \text{ ksi}$	<b>Table 9-2 (cont.).</b> <b>All-Bolted Double-Angle Connections</b>						
$F_u = 58 \text{ ksi}$							
<b>3/4-in. Bolts</b>	<b>Bolt and Angle Design Strength, kips</b>						
<b>2 Rows</b>	<b>ASTM Desig.</b>	<b>Thread Cond.</b>	<b>Hole Type</b>	<b>Angle Thickness, in.</b>			
<b>W12, 10, 8</b> <b>S12, 10, 8</b> <b>C12, 10, 9, 8</b> <b>MC13, 12, 10, 9, 8</b>	A325	N	—	1/4	5/16	3/8	1/2
			—	48.9	61.2	63.6	63.6
		X	—	48.9	61.2	73.4	79.5
			—	48.9	61.2	73.4	79.5
		SC Class A	STD	41.8	41.8	41.8	41.8
			OVS	35.5	35.5	35.5	35.5
			SSLT	35.5	35.5	35.5	35.5
		SC Class B	STD	48.9	61.2	63.3	63.3
			OVS	45.7	53.8	53.8	53.8
			SSLT	48.9	53.8	53.8	53.8
	A490	N	—	48.9	61.2	73.4	79.5
			—	48.9	61.2	73.4	79.5
		X	—	48.9	61.2	73.4	97.9
			—	48.9	61.2	73.4	97.9
		SC Class A	STD	48.9	52.2	52.2	52.2
			OVS	44.4	44.4	44.4	44.4
			SSLT	44.4	44.4	44.4	44.4
		SC Class B	STD	48.9	61.2	73.4	79.1
			OVS	45.7	57.1	67.2	67.2
			SSLT	48.9	61.2	67.2	67.2



#### IV.7.7.3. Diseño de conexión gusset plate (columna-viga-riestra)



**Figura 4. 48. Conexión Gusset Plate viga-columna-arriostre.**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

### Datos generales de los miembros a conectar

## Column

## General

Sección de columna	:	W 27X368
Material de columna	:	A36
Orientación	:	Longitudinal

# Viga

## General

Sección : W 10X26  
Material : A36

## Riostra

## General

Sección : W 10X49  
Material : A36  
Angulo de riostra : 32

### Datos Geométricos adicionales

wpx: WP horizontal displacement	:	0 cm
wpy: WP vertical displacement	:	0 cm
Le: Minimum distance to other members	:	5.08 cm
L1: Left distance	:	5.08 cm
L2: Right distance	:	5.08 cm

## INTERFACES

### viga

#### Viga-Columna conexión

Tipo de conexión	:	Ángulos
sb: Setback to column	:	1.27 cm

#### Ángulos

Sección	:	L 4X4X1_2
Material	:	A36
L: longitud del ángulo	:	15.24 cm

#### Lado de la columna

Tipo de conexión	:	Empernada
gc: espacio entre grupo de pernos	:	13.97 cm
Pernos	:	3/4" A325 N
Tipo de agujero	:	Standard (STD)
nr: Filas de tornillos	:	2
nc: Columnas de tornillos	:	1
s: Pitch – espaciado longitudinal centro-centro	:	7.62 cm
Lev: Distancia longitudinal al borde	:	3.81 cm
Leh: Distancia transversal al borde	:	3.51 cm

#### Lado de la Viga

Tipo de conexión	:	Soldadura
Soldadura	:	E70XX
D: Tamaño de soldadura (1/16 in)	:	3

### Riostra

#### Gusset

##### General

tp: espesor	:	1.91 cm
Material	:	A36
LV: Longitud en columna	:	57.07 cm
LH: Longitud en viga	:	48.36 cm

#### Gusset-to-Brace connection

##### General

sbB: Setback	:	1.27 cm
With angles	:	Yes
With plates	:	Yes

##### Ángulos de sujeción

Sección del ángulo	:	T2L 3-1_2X3-1_2X1_4
Material	:	A36
Pernos	:	3/4" A325 N
Tipo de agujero	:	Standard (STD)
nr: Rows of Bolts	:	2
gt: distancia transversal entre pernos	:	13.97 cm

s: Pitch -espacio longitudinal entre pernos : 7.62 cm  
 Leh: distancia longitudinal al borde : 3.81 cm  
 Lev: distancia transversal al borde del ángulo: 3.81 cm

#### Placas de corte en el alma

Descripción : PL 0.6x13.97x29.21  
 Material : A36  
 Pernos : 3/4" A325 N  
 Tipo de Agujero : Standard (STD)  
 nc: Filas de pernos transversales : 2  
 nr: Hilera de tornillos longitudinales : 2  
 s: Pitch – Espacio longitudinal centro-centro: 7.62 cm  
 g: Gage – Espacio transversal centro-centro : 7.62 cm  
 Leh: distancia longitudinal al borde : 3.18 cm  
 Lev: distancia transversal al borde : 3.18 cm  
 tp: espesor de placa : 0.6 cm  
 Doble placa : Yes  
 Excentricidad : 0 cm

#### Gusset-conexión a la columna

##### General

Tipo de conexión : Ángulos  
 sc: Setback : 3.81 cm

##### Ángulos

Sección : L 3-1\_2X3-1\_2X1\_2  
 Material : A36  
 Angulo en el lado de la columna : Yes  
 Excentricidad : 0 cm  
 L: Longitud del ángulo : 38.1 cm

#### Lado de la columna

Tipo de conexión : Pernos  
 gc: espacio entre pernos : 13.97 cm  
 Pernos : 3/4" A325 N  
 Tipo de agujero : Standard (STD)  
 nr: fila de tornillos : 5  
 nc: columna de tornillos : 1  
 s: Pitch - espacio longitudinal entre pernos : 7.62 cm  
 Leh: distancia longitudinal al borde : 3.81 cm  
 Lev: distancia transversal al borde del ángulo: 2.86 cm

#### Gusset side

Tipo de conexión : Soldada  
 Gusset soldadura : E70XX  
 D: Weld size (1/16 in) : 3

### Gusset-conexión a viga

#### General

Tipo de conexión a viga : Directamente soldada

#### Directamente soldada

Welding electrode to beam : E70XX

D: Weld size to beam (1/16 in) : 3

Código de diseño: AISC 360-16 LRFD

**Tabla 4. 93. Demanda en elementos componentes de la conexión**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

	<u>Right beam</u>			<u>Left beam</u>			<u>Column</u>		<u>Pu</u>
	<b>Pu</b>	<b>Vu</b>	<b>Mu33</b>	<b>Pu</b>	<b>Vu</b>	<b>Mu33</b>	<b>Pu</b>	<b>Vu</b>	<b>Riostra 1</b>
	[Ton]	[Ton]	[Ton*m]	[Ton]	[Ton]	[Ton*m]	[Ton]	[Ton]	[Ton]
DL	0.25	-0.03	0.02	0	0	0	-8.8	0.01	-1.57
LL	0.25	-0.03	0.02	0	0	0	-9.6	0.01	-1.58
EQx	2.12	6.4	3.2	0	0	0	38.33	1.73	16.03
id0	0.35	-0.04	0.03	0	0	0	-12.32	0.01	-2.2
id1	2.67	6.33	3.24	0	0	0	18.17	1.75	12.57
id2	-1.57	-6.47	-3.16	0	0	0	-58.49	-1.71	-19.49
id3	2.35	6.37	3.22	0	0	0	30.41	1.74	14.62
id4	-1.9	-6.43	-3.18	0	0	0	-46.25	-1.72	-17.44
id5	0.7	-0.08	0.05	0	0	0	-25.92	0.03	-4.41



## Interface entre Gusset – riostra-Conexión: ángulo de sujeción

### Demandas

#### Pu Descripción Tipo de Carga

-0.61	DL	Diseño
-0.61	LL	Diseño
6.23	EQx	Diseño
-0.85	id0	Diseño
4.89	id1	Diseño
-7.58	id2	Diseño
5.68	id3	Diseño
-6.78	id4	Diseño
-1.72	id5	Diseño

**Tabla 4. 94. Verificación de consideraciones geométricas.**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

Dimensiones	Unidad	Valor	Mínimo	Máximo	Estado
Angulo					
Distancia longitudinal al borde	[cm]	3.81	2.54	--	OK
Espacio longitudinal centro-centro	[cm]	7.62	5.08	15.24	OK
Ángulo (lado de refuerzo)					
Distancia transversal al borde	[cm]	2.86	2.54	--	OK
Angulo (lado de la Gusset Plate)					
Distancia Transversal al borde	[cm]	3.81	2.54	--	OK

**Tabla 4. 95. diseño de conexión ángulo, riostra.**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

Verificación	Unidad	Capacidad	Demanda	Ctrl EQ	Ratio
<b>Angulo (lado de la riostra)</b>					
Pernos de corte	[Ton]	32.48	7.58	id2	0.23
Resistencia al corte de los pernos	[Ton]	22.71	7.58	id2	0.33
Resistencia por carga axial	[Ton]	50.11	6.23	EQx	0.12
Tensión de ruptura	[Ton]	39.73	6.23	EQx	0.16
Pernos bajo esfuerzo cortante	[Ton]	30.71	7.58	id2	0.25
Pandeo	[Ton]	100.22	15.16	id2	0.15
<b>Riostra</b>					
Pernos	[Ton]	68.78	7.58	id2	0.11
Bloque de corte	[Ton]	23.32	6.23	EQx	0.27
Ruptura por cizallamiento	[Ton]	77.09	6.23	EQx	0.08
<b>Gusset</b>					
Pernos	[Ton]	46.06	7.58	id2	0.16
Bloque de corte	[Ton]	27.02	6.23	EQx	0.23
Bloque de corte	[Ton]	243.83	16.03	EQx	0.07
Ratio	0.33				

## Conexión: Placa de empalme

### Demandas

**Pu(ton) Descripción tipo de carga**

-0.35	DL	Design
-0.35	LL	Design
3.56	EQx	Design
-0.49	id0	Design
2.79	id1	Design
-4.33	id2	Design
3.25	id3	Design
-3.88	id4	Design
-0.98	id5	Design

**Tabla 4. 96. Verificación de condiciones geométricas en placa de empalme**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

Dimensiones	Unit	Value	Min. value	Max. value	Sta.
Placa de empalme					
Distancia transversal al borde	[cm]	3.18	2.54	--	OK
Distancia longitudinal al borde	[cm]	3.18	2.54	--	OK
Espacio longitudinal centro a centro	[cm]	7.62	5.08	14.4	OK
Espacio transversal centro a centro	[cm]	7.62	5.08	14.4	OK

**Tabla 4. 97. Diseño de placa de empalme.**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

Verificación	Unidad	Capacidad	Demanda	Ctrl EQ	Ratio
<b>Placa de empalme</b>					
Corte en perno	[Ton]	64.96	4.33	id2	0.07
Esfuerzo de fluencia	[Ton]	38.19	3.56	EQx	0.09
Ruptura por tensión	[Ton]	34.96	3.56	EQx	0.1
Perno bajo carga cortante	[Ton]	52.44	4.33	id2	0.08
Bloque cortante	[Ton]	44.66	3.56	EQx	0.08
Compresión	[Ton]	36.58	4.33	id2	0.12
Bloque de corte interior	[Ton]	49.32	3.56	EQx	0.07
<b>Brace</b>					
Bloque de corte en el alma	[Ton]	35.49	3.56	EQx	0.1
Perno bajo carga cortante	[Ton]	37.74	4.33	id2	0.11
<b>Gusset</b>					
Bloque de corte	[Ton]	78.29	3.56	EQx	0.05
Perno bajo carga axial	[Ton]	83.24	4.33	id2	0.05
Ratio	0.12				

**Tabla 4. 98. Verificación Gusset-riostra**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

Verificación	Unidad	capacidad	Demanda	Ctrl EQ	Ratio
Riostra					
Fluencia por carga axial	[Ton]	211.63	16.03	EQx	0.08
Ruptura por tracción	[Ton]	233.72	16.03	EQx	0.07
Gusset					
Esfuerzo de fluencia en sección Whitmore	[Ton]	192.49	16.03	EQx	0.08
Pandeo en la sección de Withmore	[Ton]	184.56	19.49	id2	0.11
Ratio	0.11				

**Gusset interfaz – Viga Directamente soldada****DEMANDAS**

Description	Beam			Column			Load type
	Ru [Ton]	Pu [Ton]	Mu [Ton*m]	Pu [Ton]	Mu22 [Ton*m]	Mu33 [Ton*m]	
DL	-0.56	-0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
LL	-0.56	-0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
EQx	5.71	2.67	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
id0	-0.78	-0.37	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
id1	4.48	2.09	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
id2	-6.95	-3.25	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
id3	5.21	2.43	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
id4	-6.22	-2.91	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
id5	-1.57	-0.73	0.00	0.00	0.00	0.00	Design

**Tabla 4. 99. Verificación Gusset-Viga**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

Verificación	Unidad	capacidad	Demanda	Ctrl EQ	Ratio
Gusset					
Esfuerzo normal	[Ton]	209.87	3.25	id2	0.02
Fluencia por corte	[Ton]	139.91	6.95	id2	0.05
Tracción en el borde	[Ton/cm2]	2.28	0.04	id2	0.02
Esfuerzo de corte en el extremo	[Ton/cm2]	1.52	0.08	id2	0.05
Capacidad de soldadura	[Ton]	82.07	9.59	id2	0.12
Viga					
Soldadura en bloque de corte	[Ton]	88.83	6.95	id2	0.08
Ruptura en el alma	[Ton]	86.06	3.25	id2	0.04
Fluencia local del alma	[Ton]	88.69	3.25	id2	0.04
Ratio	0.12				

## Interfaz – columna-Ángulos

### DEMANDAS

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone.

#### Description Ru (ton) Pu (ton) Load type

DL	-0.57	-0.77	Design
LL	-0.57	-0.78	Design
EQx	5.82	7.88	Design
id0	-0.80	-1.08	Design
id1	4.57	6.18	Design
id2	-7.08	-9.58	Design
id3	5.31	7.19	Design
id4	-6.34	-8.58	Design
id5	-1.60	-2.17	Design

**Tabla 4. 100. Verificación consideraciones geométricas en la conexión columnas-ángulos**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

Dimensiones	Unit	Value	Min. value	Max. value	Sta
Ángulo (lado de la Gusset )					
Tamaño de soldadura	[1/16in]	3	3	7	OK
Ángulo (Lado de Columna)					
Distancia vertical al borde	[cm]	3.81	2.54	--	OK
Distancia horizontal al borde	[cm]	2.86	2.54	--	OK
Distancia vertical centro-centro	[cm]	7.62	5.08	30.48	OK
Columna					
Distancia vertical al borde	[cm]	12.64	2.54	--	OK

**Tabla 4. 101. Verificación ángulo-columna.**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

Verificación	Unidad	capacidad	Demanda	Ctrl EQ	Ratio
Ángulo (lado de Gusset)					
Capacidad de soldadura	[Ton]	80.68	11.92	id2	0.15
Cortante en soldadura	[Ton]	146.96	7.08	id2	0.05
Fluencia por tensión	[Ton]	220.44	7.88	EQx	0.04
Ángulo (lado Columna)					
Pernos de corte	[Ton]	81.2	7.08	id2	0.09
Perno bajo fuerza cortante	[Ton]	167.96	7.08	id2	0.04
Fluencia por corte	[Ton]	146.96	7.08	id2	0.05
Ruptura por corte	[Ton]	125.79	7.08	id2	0.06
Bloque de corte	[Ton]	112.77	7.08	id2	0.06
Resistencia a la acción de apalancamiento	[Ton]	43.91	7.88	EQx	0.18
Ruptura la soldadura	[Ton/m]	466.09	29.38	id2	0.06
Fluencia por corte	[Ton]	165.1	7.08	id2	0.04
Desgarre bajo carga axial	[Ton]	244.02	7.88	EQx	0.03

Columna					
Perno de soporte ante cortante	[Ton]	880.8	7.08	id2	0.01
Ruptura en alma	[Ton]	1407.85	9.58	id2	0.01
Ratio	0.18				

**Continuación de Tabla 4.104. Verificación ángulo-columna.**

**Right beam interface – columna-Ángulos**

**DEMANDAS**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone.

Description	Ru [Ton]	Pu [Ton]	Load type
-------------	-------------	-------------	-----------

DL	0.23	-0.31	Design
LL	0.23	-0.31	Design
EQx	3.73	7.83	Design
id0	0.32	-0.43	Design
id1	4.24	7.15	Design
id2	-3.22	-8.52	Design
id3	3.94	7.55	Design
id4	-3.52	-8.11	Design
id5	0.65	-0.87	Design

**Tabla 4. 102. Verificación de consideraciones geométricas ángulo-columna**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

Dimensiones	Unidadd	Valor	Mínimo Valor	Máximo valor	Sta.
Ángulo					
Longitud	[cm]	15.24	11.2	22.4	OK
Ángulo (lado de la viga)					
Tamaño de soldadura	[1/16in]	3	3	7	OK
Ángulo (lado de Columna)					
Distancia Vertical al borde	[cm]	3.81	2.54	--	OK
Distancia Horizontal al borde	[cm]	3.51	2.54	--	OK
Espacio vertical centro a centro	[cm]	7.62	5.08	30.48	OK
Columna					
Distancia Horizontal al borde	[cm]	11.35	2.54	--	OK

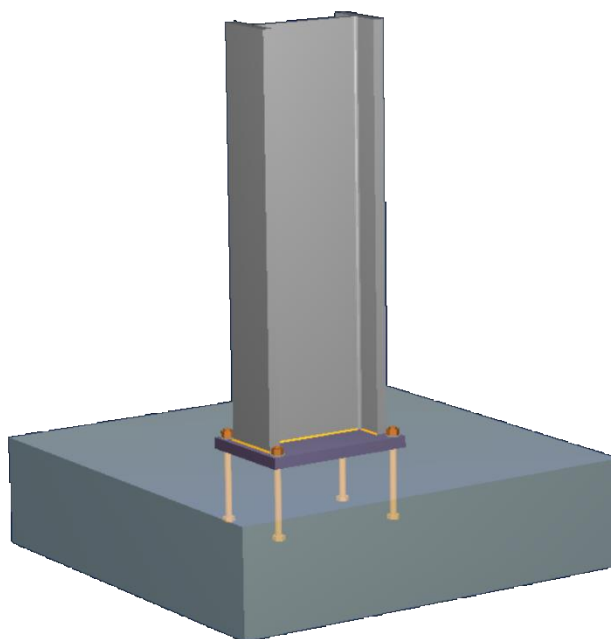
## DISEÑO

**Tabla 4. 103. Diseño viga-Angulo- columna**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

Verificación	Unidad	capacidad	Demanda	Ctrl EQ	Ratio
Ángulo (Lado de la viga)					
Capacidad de soldadura	[Ton]	50.54	9.11	id2	0.18
Fluencia por corte	[Ton]	58.79	4.24	id1	0.07
Leg tensile yielding	[Ton]	88.18	7.83	EQx	0.09
Ángulo (Lado de la Columna)					
Perno de corte	[Ton]	32.48	4.24	id1	0.13
Perno de soporte bajo cortante	[Ton]	61.41	4.24	id1	0.07
Fluencia por corte	[Ton]	58.79	4.24	id1	0.07
Ruptura por corte	[Ton]	50.31	4.24	id1	0.08
Bloque de corte	[Ton]	51.66	4.24	id1	0.08
Esfuerzo resultante a “prying action”	[Ton]	15.41	7.83	EQx	0.51
Viga					
Ruptura de soldadura	[Ton/m]	161.58	35.84	id2	0.22
Fluencia por corte	[Ton]	26.24	4.24	id1	0.16
Desgarro bajo fuerza axial	[Ton]	44.15	7.83	EQx	0.18
Columna					
perno de soporte bajo fuerza de corte	[Ton]	352.32	4.24	id1	0.01
Web crippling	[Ton]	884.4	8.52	id2	0.01
Ratio	0.51				

#### IV.7.7.4. Diseño de conexión columna central con placa base.



**Figura 4. 49. Conexión columna-placa base**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

#### **Demandas**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

Description	Pu [Ton]	Mu22 [Ton*m]	Mu33 [Ton*m]	Vu2 [Ton]	Vu3 [Ton]	Load type
DL	-13.30	0.08	-0.14	-0.01	-0.03	Design
LL	-14.15	0.08	-0.14	-0.01	-0.03	Design
EQx	19.24	0.75	34.60	5.95	0.16	Design
id0	-18.62	0.11	-0.20	-0.01	-0.04	Design
id1	-38.60	0.22	-0.39	-0.03	-0.08	Design
id2	-10.88	0.93	34.29	5.93	0.09	Design
id3	-49.35	-0.57	-34.91	-5.97	-0.23	Design
id4	7.27	0.82	34.47	5.94	0.13	Design
id5	-31.21	-0.68	-34.73	-5.96	-0.19	Design

**Diseño para eje mayor**  
**Placa Base (AISC 360-16 LRFD)**

**Tabla 4. 104. verificación de consideraciones geométricas en placa base.**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

Dimensiones	Unidad	Valor	Mínimo Valor	Máximo valor	Sta.
Placa base					
Distancia al borde	[cm]	3.18	0.64	--	OK
Tamaño de soldadura	[1/16in]	6	5	--	OK

**Tabla 4. 105. Diseño de placa base.**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

Verificación	Unidad	capacidad	Demanda	Ctrl EQ	Ratio
Concrete base					
Axial en base	[Ton/cm2]	0.31	0.31	EQx	1
Base plate					
Fluencia por flexión (interfaz soporte)	[Ton*m/m]	22.96	19.98	id3	0.87
Fluencia por flexión (tensión en interfaz)	[Ton*m/m]	22.96	18.24	EQx	0.79
Columna					
Capacidad de soldadura	[Ton/m]	223.74	144.96	EQx	0.65
Capacidad de corte soldadura método elástico	[Ton/m]	149.16	4.93	id3	0.03
Capacidad axial de soldadura-método elástico	[Ton/m]	223.74	77.82	EQx	0.35
Ratio	1				

**Diseño para eje menor**  
**Placa base (AISC 360-16 LRFD)**

**Tabla 4. 106. Verificación de consideraciones geométricas en placa base.**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

Dimensiones	Unidadd	Valor	Mínimo Valor	Máximo valor	Sta.
Placa Base					
Distancia al borde	[cm]	3.18	0.64	--	OK
Tamaño de soldadura	[1/16in]	6	5	--	OK



**Tabla 4. 107. Diseño placa base eje menor**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

Verificación	Unidad	capacidad	Demanda	Ctrl EQ	Ratio
Concrete base					
Fuerza axial	[Ton/cm2]	0.31	0.31	EQx	1
Base plate					
Fluencia por flexión (interfaz de soporte)	[Ton*m/m]	22.96	6.78	id3	0.3
Fluencia por flexión (interfaz de tracción)	[Ton*m/m]	22.96	18.24	EQx	0.79
Columna					
Capacidad de soldadura	[Ton/m]	223.74	144.96	EQx	0.65
Resistencia a corte soldadura-Método Elástico	[Ton/m]	149.16	0.17	id3	0
Resistencia a carga axial de soldadura	[Ton/m]	223.74	22.28	EQx	0.1
Ratio	1				

**Eje mayor****Anclajes****Tabla 4. 108. Verificación de consideraciones geométricas en anclajes-eje mayor.**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

Dimensiones	Unidadd	Valor	Mínimo Valor	Máximo valor	Sta.
Anclajes					
Espacio entre anclajes	[cm]	54.84	15.24	--	OK
Recubrimiento de Concreto	[cm]	83.18	7.62	--	OK
Longitud efectiva	[cm]	41.16	--	58.48	OK

**Tabla 4. 109. Diseño anclajes eje mayor.**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

Verificación	Unidad	capacidad	Demanda	Ctrl EQ	Ratio
Tensión Anclaje	[Ton]	27.73	25.66	EQx	0.93
Ruptura de anclaje por tensión	[Ton]	37.58	25.66	EQx	0.68
Ruptura de grupo de anclajes por tensión	[Ton]	57	53.24	EQx	0.93
Desprendimiento de anclaje por tensión	[Ton]	37.23	25.66	EQx	0.69
Corte en anclaje	[Ton]	14.42	1.49	id3	0.1
Ruptura de anclaje por cortante	[Ton]	40.14	1.49	id3	0.04
Ruptura de anclajes por cortante	[Ton]	47.94	5.97	id3	0.12
Apalancamiento en anclaje en cortante	[Ton]	75.15	1.49	id3	0.02
Apalancamiento de anclajes cortante	[Ton]	112.4	5.97	id3	0.05
Interacción de las fuerzas de tracción y de corte	[Ton]	1.2	0	EQx	0
Ratio	0.93				

## EJE MENOR

### ANCLAJES

#### CONSIDERACIONES GEOMETRICAS

**Tabla 4. 110. Consideraciones geométricas anclaje en el eje menor.**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

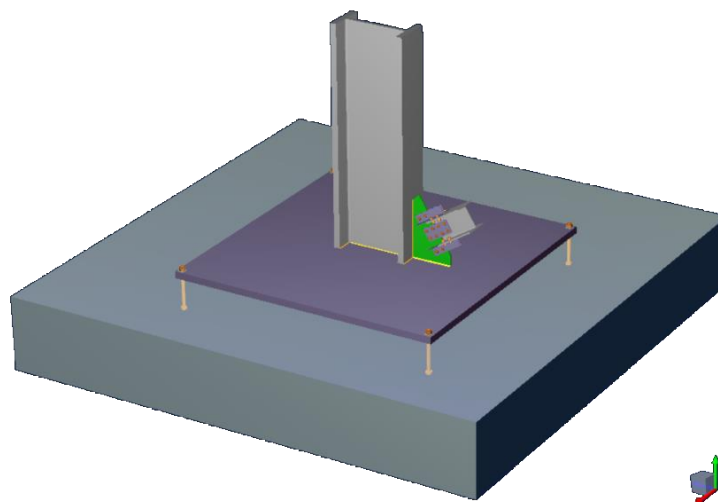
Dimensiones	Unidadd	Valor	Mínimo Valor	Máximo valor	Sta.
Anclajes					
Espaciamiento entre anclajes	[cm]	54.84	15.24	--	OK
Recubrimiento en concreto	[cm]	83.18	7.62	--	OK
Longitud efectiva	[cm]	41.16	--	58.48	OK

**Tabla 4. 111. Diseño anclaje en eje menor.**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

Verificación	Unidad	capacidad	Demanda	Ctrl EQ	Ratio
Tensión en Anclaje	[Ton]	27.73	25.66	EQx	0.93
Ruptura de anclajes por tensión	[Ton]	37.58	25.66	EQx	0.68
Ruptura de anclajes por tensión	[Ton]	57	53.24	EQx	0.93
Desprendimiento de anclajes por tensión	[Ton]	37.23	25.66	EQx	0.69
Cortante en anclajes	[Ton]	14.42	1.49	id3	0.1
Ruptura de anclaje por corte	[Ton]	38.81	0.06	id3	0
Ruptura de anclajes por corte	[Ton]	47.94	0.23	id3	0
Apalancamiento en anclaje por corte	[Ton]	75.15	0.06	id3	0
Apalancamiento de anclajes por corte	[Ton]	112.4	0.23	id3	0
Interacción entre fuerzas de corte y tensión	[Ton]	1.2	0	EQx	0
Ratio	0.93				

#### IV.7.7.5. Diseño de conexión columna central con riostra-placa base



**Figura 4. 50.**Esquema de conexión columna-riostra a placa base.

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

#### INFORMACIÓN GENERAL

##### Connector

#### MIEMBROS

##### **Columna**

###### General

Sección	:	W 27X368
Material	:	A36
Orientación Columna	:	Longitudinal
Desplazamiento longitudinal	:	0 cm
Incluye refuerzo opuesto	:	No

##### **Riostra**

###### General

Sección	:	W 10X49
Material	:	A36
Angulo	:	32

###### Datos Geometricos adicionales

wpx: WP horizontal displacement	:	0 cm
wpy: WP vertical displacement	:	0 cm
Le: Minimum distance to other members	:	2.54 cm
L1: Left distance	:	16.52 cm
L2: Right distance	:	5.08 cm

## Plancha base

### Base plate

Posición en el soporte	:	Center
N: Dimensión Longitudinal	:	280 cm
B: Dimensión Transversal	:	280 cm
Espesor	:	6.99 cm
Material	:	A36
Soldadura en columna	:	E70XX
D: Tamaño de soldadura en Columna (1/16 in)	:	5

### Support

With pedestal	:	No
Dimensión Longitudinal	:	500 cm
Dimensión Transversal	:	500 cm
Espesor	:	76.2 cm
Material	:	C 4-60
Incluir grouting	:	No

### Anchor

Posición de anclaje	:	Longitudinal position
Numero de filas por lado	:	1
Anclajes por fila	:	2
Distancia longitudinal al borde de la placa	:	5.08 cm
Distancia transversal al borde de la placa	:	5.08 cm
Tipo de anclaje	:	Headed
Tipo de cabeza	:	Hexagonal
Incluir arandela	:	No
Anclaje	:	1 3/8"
Profundidad efectiva	:	30.48 cm
longitud Total	:	42.08 cm
Material	:	F1554 Gr36
Fy	:	2.53 T/cm2
Fu	:	4.08 T/cm2

### Refuerzo de Anclaje

Tipo de reforzamiento	:	Primary
Reforzamiento de tracción	:	No
Refuerzo de corte	:	No

## INTERFACES

### **Riostra - Gusset**

#### General

tp: espesor	:	1.91 cm
Material	:	A36
LH: Longitud sobre placa	:	41.29 cm
LV: Longitud en columna	:	60.08 cm

## Conexión entre gusset plate y riostra

### General

sbB: Setback	:	1.27 cm
Con ángulos	:	Yes
Con ángulos	:	Yes

### Claw angles

sección Angulo	:	T2L 3-1_2X3-1_2X1_4
Material	:	A36
Angulo lateral	:	Yes
nr: Filas de tornillos	:	2
gt: espacio transversal entre tornillos	:	13.97 cm
s: espacio logitudinal centro-centro	:	7.62 cm
Pernos	:	3/4" A325 N
Tipo de agujero	:	Standard (STD)
Leh: Distancia longitudinal al borde	:	3.81 cm
Lev: Distancia transversal al borde Angulo	:	3.81 cm

### Placa de corte en el alma

Descripción	:	PL 0.6x13.97x29.21
Material	:	A36
nc: Filas de pernos transversales	:	2
nr: Filas de pernos longitudinales	:	2
s: Pitch – espacio longitudinal centro a centro	:	7.62 cm
g: Gage – espacio transversal centro-centro	:	7.62 cm
Leh: distancia Longitudinal al borde	:	3.18 cm
Lev: distancia Transversal al borde	:	3.18 cm
tp: espesor de placa	:	0.6 cm
Pernos	:	3/4" A325 N
Tipo de agujero	:	Standard (STD)
Doble placa	:	Yes
Excentricidad	:	0 cm

## Riostra - Gusset/conexión a Columna

### General

Tipo de conexión	:	Directamente soldada
------------------	---	----------------------

### Directamente soldada

Columna soldada	:	E70XX
D: tamaño de soldadura a columna (1/16 in)	:	4

## Riostra- Gusset/conexión a placa base

### Directamente soldada

Soldadura en placa base	:	E70XX
D: tamaño de soldadura en placa base (1/16 in)	:	7

Design code: AISC 360-16 LRFD, ACI 318-08

## Interface between Gusset - Top right brace

Conexión: ángulo de sujeción

### DEMANDAS

Pu (ton) Descripción Load tipo

0.55	DL	Design
-0.55	LL	Design
3.23	EQx	Design
0.77	id0	Design
-0.23	id1	Design
3.33	id2	Design
-3.12	id3	Design
3.72	id4	Design
-2.73	id5	Design

**Tabla 4. 112. Verificación de consideraciones geométricas ángulo de sujeción.**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

Dimensiones	Unit	Value	Min. value	Max. value	Sta.
Ángulo					
Distancia Longitudinal al borde	[cm]	3.81	2.54	--	OK
Espacio Longitudinal centro a centro (pitch)	[cm]	7.62	5.08	15.24	OK
Angulo (lado de riostra)					
Distancia Transversal al borde	[cm]	2.86	2.54	--	OK
Angulo (lado de Gusset)					
Distancia Transversal al borde	[cm]	3.81	2.54	--	OK

**Tabla 4. 113. Diseño ángulo de sujeción.**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

Verificación	Unidad	capacidad	Demanda	Ctrl EQ	Ratio
Angle (Brace side)					
Pernos de corte	[Ton]	32.48	3.72	id4	0.11
Revisión al corte de lo pernos en Angulo	[Ton]	22.71	3.72	id4	0.16
Resistencia a carga axial	[Ton]	50.11	3.72	id4	0.07
Ruptura por tracción	[Ton]	39.73	3.72	id4	0.09
Perno de soporte bajo carga de corte	[Ton]	30.71	3.72	id4	0.12
Pandeo	[Ton]	100.22	6.24	id3	0.06
Brace					
Perno de sujeción en riostra	[Ton]	68.78	3.72	id4	0.05
Bloque de corte	[Ton]	23.32	3.72	id4	0.16
Ruptura por corte en alma de riostra	[Ton]	77.09	3.72	id4	0.05
Gusset					
Perno de soporte	[Ton]	46.06	3.72	id4	0.08
Bloque de corte	[Ton]	27.02	3.72	id4	0.14
Bloque de corte en gusset	[Ton]	243.83	9.57	id4	0.04
Ratio	0.16				

**Conexión: placa de empalme.**

**Pu (Ton) Description Load type**

0.31	DL	Design
-0.32	LL	Design
1.84	EQx	Design
0.44	id0	Design
-0.13	id1	Design
1.90	id2	Design
-1.78	id3	Design
2.13	id4	Design
-1.56	id5	Design

**Tabla 4. 114. Verificación de consideraciones geométricas en placa de empalme**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

Dimensiones	Unit	Value	Min. value	Max. value	Sta.
Placa de empalme					
Distancia Transversal al borde	[cm]	3.18	2.54	--	OK
Distancia Longitudinal al borde	[cm]	3.18	2.54	--	OK
Espacio Longitudinal centro a centro)	[cm]	7.62	5.08	14.4	OK
Espacio transversal centro a centro (gage)	[cm]	7.62	5.08	14.4	OK

**Tabla 4. 115. Diseño de placa de empalme.**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

Verificación	Unidad	capacidad	Demanda	Ctrl EQ	Ratio
Placa de empalme					
Pernos de corte	[Ton]	64.96	2.13	id4	0.03
Fluencia por tracción	[Ton]	38.19	2.13	id4	0.06
Ruptura por tracción	[Ton]	34.96	2.13	id4	0.06
Perno de sujeción bajo fuerza cortante	[Ton]	52.44	2.13	id4	0.04
Corte de bloque corte	[Ton]	44.66	2.13	id4	0.05
Compresión	[Ton]	36.58	1.78	id3	0.05
Corte del bloque interior	[Ton]	49.32	2.13	id4	0.04
Brace					
Ruptura de bloque de corte en el alma de riostra	[Ton]	35.49	2.13	id4	0.06
Perno ante fuerza cortante	[Ton]	37.74	2.13	id4	0.06
Gusset					
Bloque de corte en gusset	[Ton]	78.29	2.13	id4	0.03
Perno de sujeción ante cortante	[Ton]	83.24	2.13	id4	0.03
Ratio	0.06				

**Tabla 4. 116. Diseño Gusste plate-Riostra.**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

Verificación	Unit	Capacity	Demand	Ctrl EQ	Ratio
Riostra					
Resistencia a fluencia por carga axial	[Ton]	211.63	9.57	id4	0.05
Ruptura por tracción	[Ton]	233.72	9.57	id4	0.04
Gusset					
Fluencia por tracción en sección Whitmore	[Ton]	192.49	9.57	id4	0.05
Pandeo en sección Whitmore	[Ton]	189.37	8.03	id3	0.04
Ratio	0.05				

**Right gusset interface - base plate****Directly welded**

Description	Beam			Column			Load type
	Ru [Ton]	Pu [Ton]	Mu [Ton*m]	Pu [Ton]	Mu22 [Ton*m]	Mu33 [Ton*m]	
DL	0.42	0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
LL	-0.42	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
EQx	2.45	0.83	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
id0	0.58	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
id1	-0.17	-0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
id2	2.53	0.86	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
id3	-2.37	-0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
id4	2.83	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
id5	-2.08	-0.70	0.00	0.00	0.00	0.00	Design

**Tabla 4. 117. Diseño Gusset-placa base.**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

Verificación	Unit	Capacity	Demand	Ctrl EQ	Ratio
Gusset					
Fluencia en viga	[Ton]	179.16	0.96	id4	0.01
Fluencia por corte	[Ton]	119.44	2.83	id4	0.02
Esfuerzo tracción en borde	[Ton/cm2]	2.28	0.01	id4	0.01
Esfuerzo de corte en borde	[Ton/cm2]	1.52	0.04	id4	0.02
Capacidad de soldadura	[Ton]	156.73	3.73	id4	0.02
Ratio	0.02				



## Upper right gusset interface - column

### Directly welded

#### DEMANDS

Descripción	Beam			Column			Load type
	Ru [Ton]	Pu [Ton]	Mu [Ton*m]	Pu [Ton]	Mu22 [Ton*m]	Mu33 [Ton*m]	
DL	0.61	0.78	0.00	-11.03	0.00	0.00	Design
LL	-0.61	-0.78	0.00	-11.84	0.00	0.00	Design
EQx	3.57	4.59	0.00	50.00	0.00	0.00	Design
id0	0.85	1.09	0.00	-15.44	0.00	0.00	Design
id1	-0.25	-0.32	0.00	-32.18	0.00	0.00	Design
id2	3.69	4.74	0.00	24.92	0.00	0.00	Design
id3	-3.45	-4.44	0.00	-75.08	0.00	0.00	Design
id4	4.11	5.29	0.00	40.07	0.00	0.00	Design
id5	-3.02	-3.89	0.00	-59.93	0.00	0.00	Design

**Tabla 4. 118. Diseño entre la gusset y la columna directamente soldada.**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

Verificación	Unidad	capacidad	Demanda	Ctrl EQ	Ratio
Gusset					
Fluencia en la viga	[Ton]	260.71	5.29	id4	0.02
Fluencia por corte	[Ton]	173.81	4.11	id4	0.02
Esfuerzo de tracción en el borde	[Ton/cm2]	2.28	0.05	id4	0.02
Esfuerzo de corte en borde	[Ton/cm2]	1.52	0.04	id4	0.02
Capacidad de soldadura	[Ton]	161.38	8.37	id4	0.05
Columna					
Ruptura en el alma	[Ton]	1397.76	5.29	id4	0
Fluencia local del alma	[Ton]	901.45	5.29	id4	0.01
Ratio	0.05				

## interface between Column - base plate

#### DEMANDAS

Description	Pu [Ton]	Mu22 [Ton*m]	Mu33 [Ton*m]	Vu2 [Ton]	Vu3 [Ton]	Load type
DL	-10.28	0.05	-0.23	-1.28	-0.03	Design
LL	-12.59	0.05	-0.40	1.12	-0.03	Design
EQx	54.40	1.03	35.55	-1.28	0.24	Design
id0	-14.40	0.07	-0.32	-1.79	-0.04	Design
id1	-32.49	0.14	-0.92	0.27	-0.08	Design
id2	29.47	1.14	34.88	-1.69	0.17	Design
id3	-79.33	-0.92	-36.23	0.87	-0.31	Design
id4	45.14	1.08	35.35	-2.43	0.21	Design
id5	-63.65	-0.99	-35.76	0.13	-0.27	Design

**Diseño de eje mayor**  
**Placa base (AISC 360-16 LRFD)**

**Tabla 4. 119. Verificación de consideraciones geométricas de interface columna-placa base en eje mayor.**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

Dimensiones	Unidad	Valor	Mínimo Valor	Máximo valor	Sta.
Placa base					
Distancia del anclaje al borde	[cm]	3.33	0.64	--	OK
Tamaño de soldadura	[1/16in]	5	5	--	OK
Right gusset					
Tamaño de soldadura	[1/16in]	7	4	--	OK
Ratio		0.7			

**Tabla 4. 120. Diseño interface columna-placa base en eje mayor.**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

Verificación	Unidad	capacidad	Demanda	Ctrl EQ	Ratio
Concrete base					
Axial bearing	[Ton/cm2]	0.28	0	id3	0.01
Base plate					
Fluencia por flecion interfaz de soporte	[Ton*m/m]	27.79	11.74	id3	0.42
Fluencia por flexión tensión en interfaz	[Ton*m/m]	27.79	19.37	EQx	0.7
Column					
Capacidad de soldadura	[Ton/m]	186.45	2.32	EQx	0.01

**Eje mayor**

**Anclajes**

**Tabla 4. 121. Verificación de consideraciones geométricas de anclajes en eje mayor.**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

Dimensiones	Unidad	Valor	Mínimo Valor	Máximo valor	Sta.
Anclajes					
Espacio de Anclajes	[cm]	269.84	13.97	--	OK
Recubrimiento en concreto	[cm]	113.33	7.62	--	OK
Longitud efectiva	[cm]	32.75	--	73.93	OK

**Tabla 4. 122. Diseño anclajes en eje mayor.**

Fuente: Obtenido de Software RAM CONNECCTION Standalone, versión de prueba.

Verificación	Unidad	capacidad	Demanda	Ctrl EQ	Ratio
Tensión en anclaje	[Ton]	22.79	20.19	EQx	0.89
Ruptura de anclaje por tensión	[Ton]	25.26	20.19	EQx	0.8
Ruptura de anclajes por tensión	[Ton]	25.26	20.19	EQx	0.8
Desgarre de anclaje por tensión	[Ton]	31.28	20.19	EQx	0.65
Cortante en anclaje	[Ton]	11.85	0.61	id4	0.05
Ruptura de anclaje por cortante	[Ton]	53.15	0.61	id4	0.01
Ruptura de grupo de anclajes por cortante	[Ton]	98.11	2.43	id4	0.02
Palanca de anclaje en corte	[Ton]	50.52	0.61	id4	0.01
Palanca de grupo de anclajes por corte	[Ton]	50.52	0.61	id4	0.01
Interacción de fuerzas de corte y tensión	[Ton]	1.2	0	EQx	0
Ratio	0.89				

#### IV.7.8. Diseño De Cimentación

En el caso del edificio en acero, también se optó por el diseño de losa de cimentación, esto debido a que las presiones que se ejercían en el suelo producto de las cargas del edificio, requerían áreas de cimentación grandes, áreas que sumaban más del 50% del área total de la edificación. Se siguió el mismo procedimiento que en el caso del edificio de concreto armado

Del estudio de mecánica de suelo obtenemos la información necesaria para plantear la cimentación para la presente estructura; así tenemos:

$\gamma$  = Peso volumétrico = 1.559 g/cm<sup>3</sup>

C = Cohesión = 0.01 kg/cm<sup>2</sup>

$\phi$  = ángulo de fricción = 27°

##### IV.7.8.1 Diseño de Losa de Cimentación

#### H. Datos de losa de cimentación y terreno de fundación

**Tabla 4. 123. Datos de losa de cimentación para edificio de acero estructural.**

Fuente Elaboración propia

Datos generales de la losa o platea de cimentación	
<b>h</b>	60 cm
<b>f'c</b>	210 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fy</b>	4200 kg/cm <sup>2</sup>

**Tabla 4. 124. Datos del Estudio de Mecánica de Suelos.**

Fuente: EMS realizado por LMS de UNP

Datos generales del Estudio de Mecánica de Suelos	
<b>Q adm</b>	
Profundidad de desplante Df EMS	100 cm
Peso específico del terreno de fundación	1600 kg/cm <sup>2</sup>
Profundidad de desplante Df de diseño	100 cm

El tesista calculo la capacidad de carga de la losa de cimentación, mediante la ecuación de Meyerhop, que relaciona los factores de capacidad de carga, factores de forma y factores de profundidad:

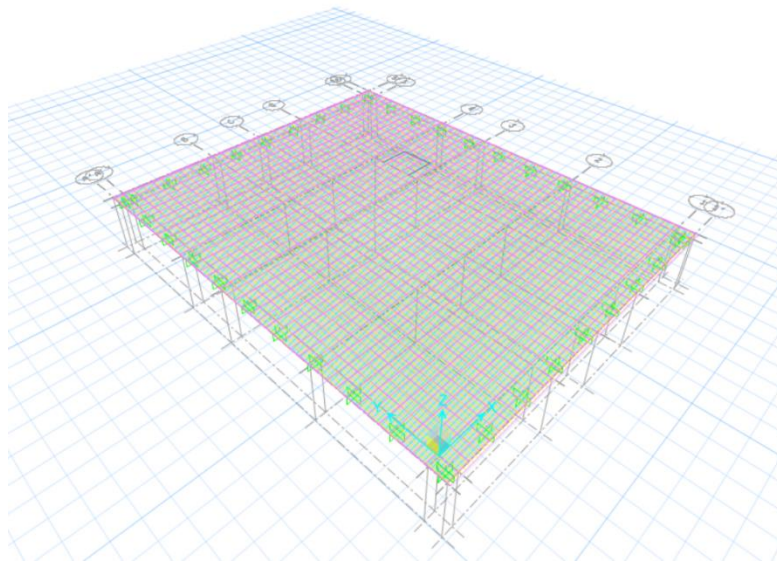
$$qu = CN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Donde los factores de capacidad de carga son:  $N_q$ ,  $N_c$ ,  $N_\gamma$ .

Factores de forma:  $F_{cs}$ ;  $F_{qs}$ ;  $F_{\gamma s}$ .

Factores de profundidad:  $F_{cd}$ ;  $F_{qd}$ ;  $F_{\gamma d}$ .

Reemplazando los valores en la formula antes expuesto se calcula la carga ultima que puede resistir nuestro suelo de cimentación al utilizar la losa de cimentación.



**Figura 4. 51.Losa de fundación para edificio de acero de espesor constante.**

Fuente: Obtenido de Software SAFE 2016, versión educativa.

#### **I. Ubicación de la resultante**

Se calculo la resultante de las cargas aplicadas en la losa de cimentación:

$$R = \sum_{i=1}^n P_i$$

Donde  $P_i = P_D + P_L$ , la resultante es de 1195.84 Ton

Se ubico la resultante mediante las siguientes formulas:

$$R \cdot X_r = \sum_{i=1}^n P_i \cdot X_i$$

$$R \cdot Y_r = \sum_{i=1}^n P_i \cdot Y_i$$

Así se obtuvo  $X_r = 5.70$  m;  $Y_r = 10.17$  m .

Se calculó la excentricidad  $e_x = -2.8$  m;  $e_y = -0.33$  m (respecto al centro geométrico de la losa)

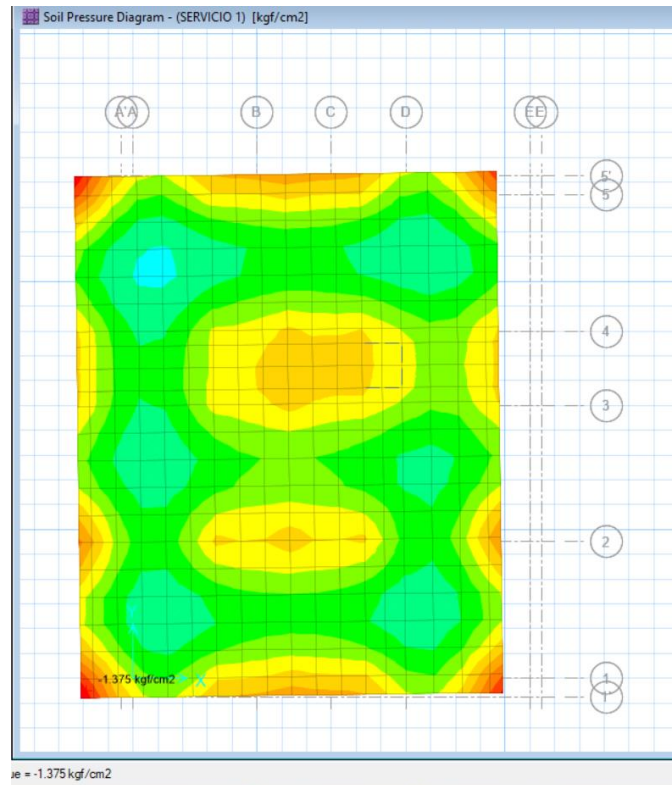
Como ambas excentricidades son menores a  $L/6$  y  $B/6$ , la resultante se encuentra en el núcleo central por lo que no se tendrá peligro de volteo.

#### **J. Análisis de presiones**

Para el análisis de presiones se empleó la siguiente formula:

$$q = \frac{R}{B.L} \left[ 1 \pm \frac{12.ey.Y}{B^2} \pm \frac{12.ex.X}{L^2} \right]$$

se obtuvo  $q_u = 1.98 \text{ Ton/m}^2$  y  $q_u = 7.31 \text{ Ton/m}^2$ , presiones que son inferiores a la capacidad portante del terreno.



**Figura 4. 52.Presiones por cargas de servicio de edificio de acero en losa de cimentación**

Fuente: Obtenido de Software SAFE 2016, versión educativa.

### K. Dimensionamiento en elevación de losa

Se evaluó la columna con mayor carga axial, la columna central ubicada en la intersección del eje 2 y B.

Se expresó el  $V_u$  en función del peralte efectivo “d”.

$$V_u = \frac{P_u}{\phi \cdot b_o \cdot d}$$

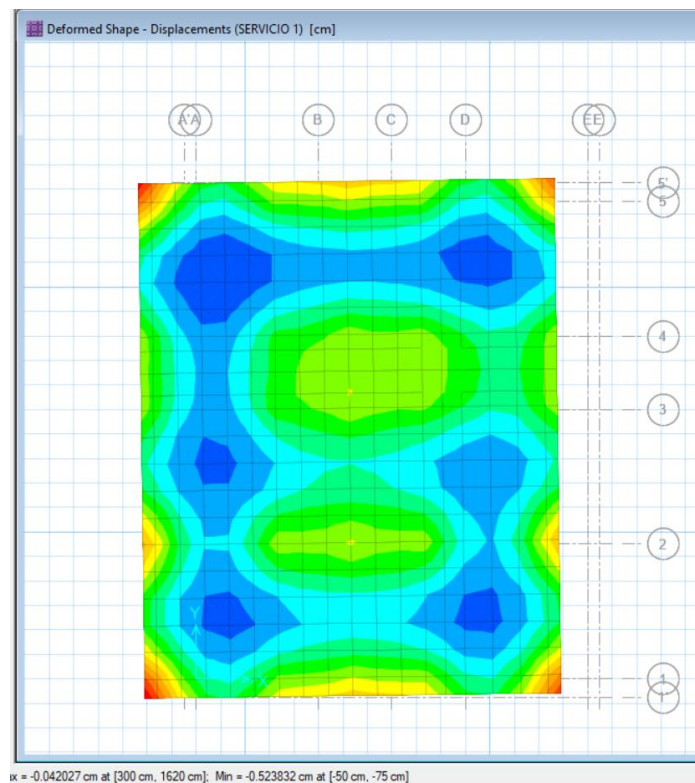
Se comparó con el cortante admisible del concreto

$$V_c = 0.53 * \left( 1 + \frac{2}{\beta_0} \right) * \sqrt{f'c}$$

$$V_c = 0.27 * \left( \frac{\alpha s \cdot d}{b_o} + 2 \right) * \sqrt{f'c}$$

$$V_c = 1.06 * \sqrt{f'c}$$

Así se obtuvo el peralte efectivo a utilizar 60 cm.



**Figura 4. 53.Desplazamientos verticales en losa de cimentación de edificio de acero estructural.**

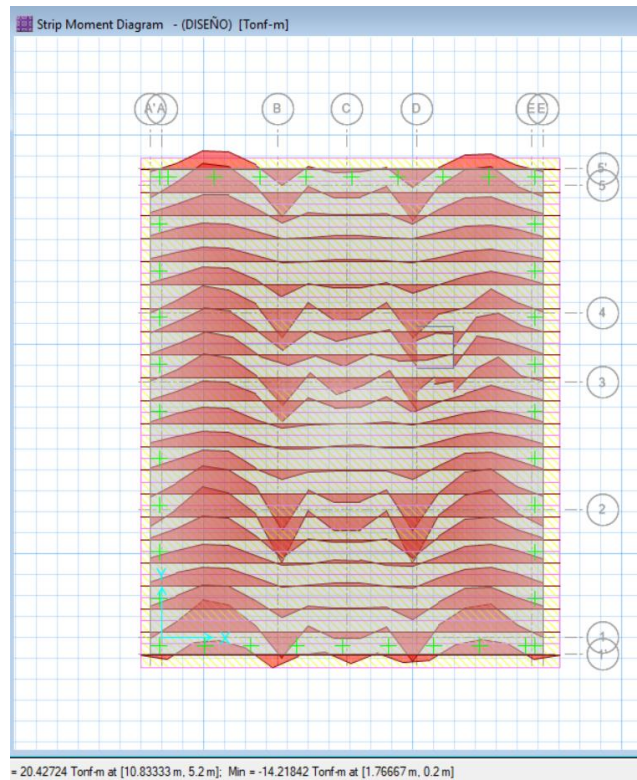
Fuente: Obtenido de Software SAFE 2016, versión educativa.

### **L. Análisis de esfuerzos**

El tesista empleo el software SAFE 2016, versión educativa, a fin de evaluar los esfuerzos a los que estará sometida la losa de cimentación (momentos, cortantes).

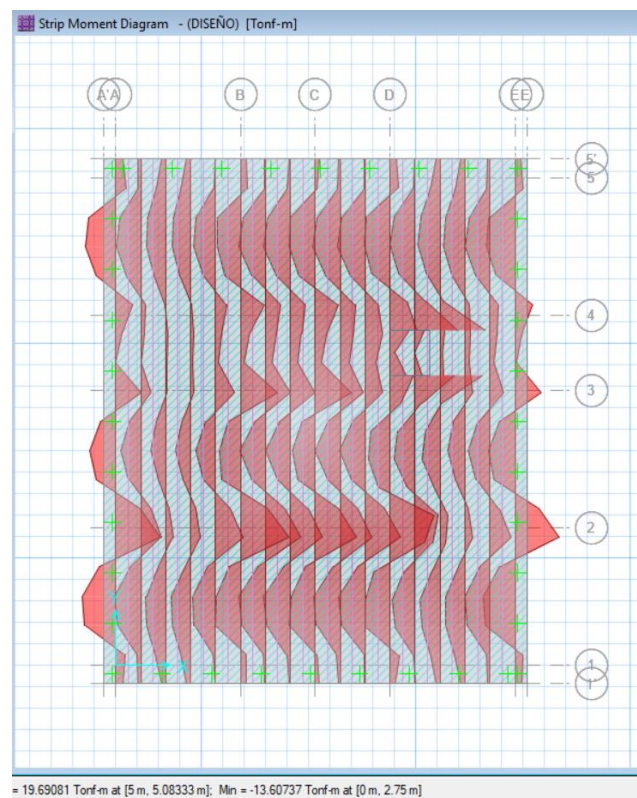
Se determino el área de acero mínimo:

$$A_{s \min} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'c}}{F_y} \cdot b \cdot d \geq \frac{14}{F_y} \cdot b \cdot d = 14.90 \text{ cm}^2 \geq 18 \text{ cm}^2/m$$



**Figura 4. 54. Momentos de diseño actuantes en la losa de cimentación en franja horizontal.**

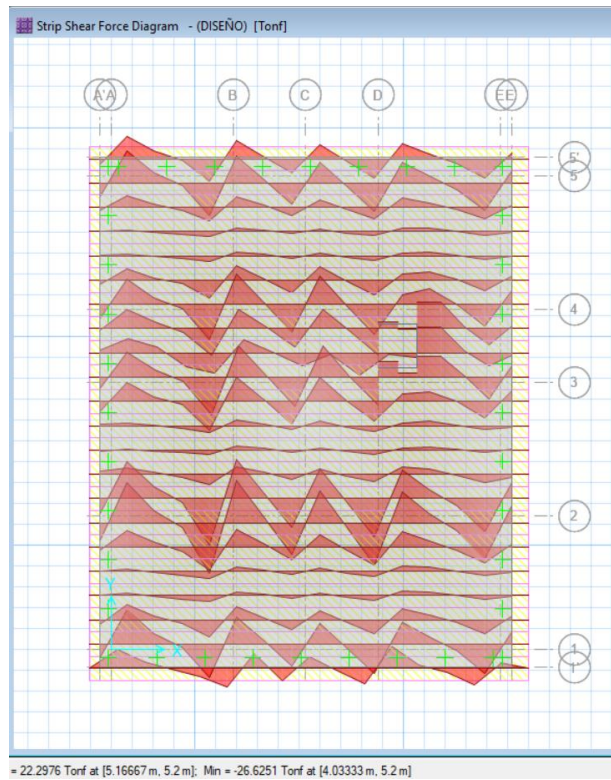
Fuente: Obtenido de Software SAFE 2016, versión educativa.



**Figura 4. 55. Momentos de diseño actuantes en la losa en la franja vertical.**

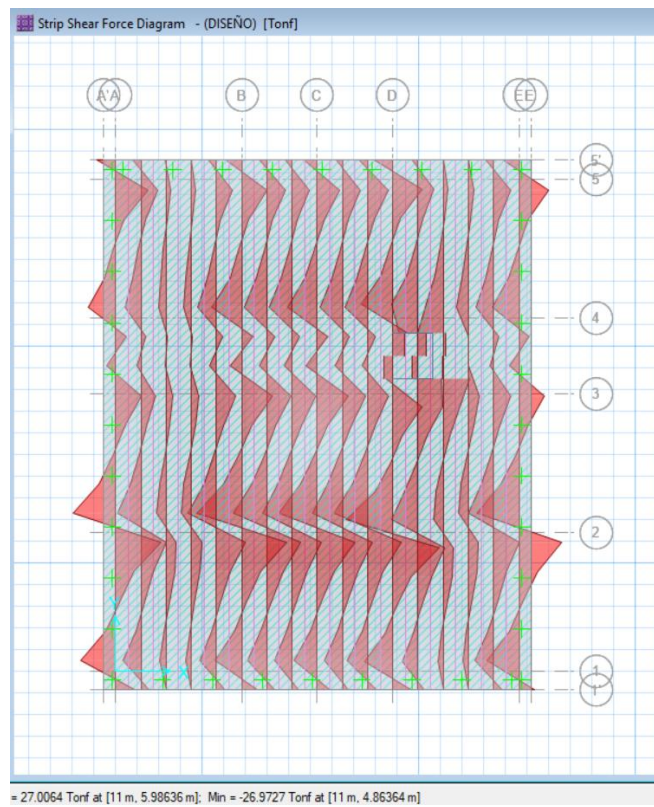
Fuente: Obtenido de Software SAFE 2016, versión educativa.





**Figura 4. 56. Fuerzas de corte actuantes en la losa en dirección horizontal.**

Fuente: Obtenido de Software SAFE 2016, versión educativa.



**Figura 4. 57. Fuerzas de corte actuantes en la losa en la dirección vertical.**

Fuente: Obtenido de Software SAFE 2016, versión educativa.

### M. Cálculo de refuerzo requerido en dirección horizontal

Para el cálculo de refuerzo por flexión se empleó la fórmula:

$$A_{st} = \frac{0.85 * f'c * b * d}{F_y} * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b * d^2}} \right]$$

Como se observó en la figura 4.53. el momento de diseño máximo negativo,

**Mu (-) = 14.21 Ton.m**

**As req (-) = 7.07 cm<sup>2</sup>/m ≤ As min req ... el tesista colocó el acero mínimo As min= 18 cm<sup>2</sup>/m**

Para el caso de acero negativo As (-) se necesitará:

<b>As (-) Losa de cimentación</b>	<b>Ø 3/4" @ 15 cm</b>
-----------------------------------	-----------------------

Para el caso de acero positivo As (+) se necesitará

Como se observó en la figura 4.53. el momento de diseño máximo positivo,

**Mu (+) = 20.42 Ton.m**

**As req (+) = 10.23 cm<sup>2</sup>/m ≤ As min req ... el tesista colocó el acero mínimo As min= 18 cm<sup>2</sup>/m**

<b>As (+) Losa de cimentación</b>	<b>Ø 3/4" @ 15 cm</b>
-----------------------------------	-----------------------

### N. Cálculo de refuerzo requerido en dirección vertical

Para el caso de acero negativo As (-) se necesitará:

Como se observó en la figura 4.54 el momento de diseño máximo negativo,

**Mu (-) = 13.61 Ton.m**

**As req (-) = 7.07 cm<sup>2</sup>/m ≤ As min req ... el tesista colocó el acero mínimo As min= 18 cm<sup>2</sup>/m**

<b>As (-) Losa de cimentación</b>	<b>Ø 3/4" @ 15 cm</b>
-----------------------------------	-----------------------

Para el caso de acero positivo As (+) se necesitará

**Mu (+) = 19.69 Ton.m**

**As req (-) = 7.07 cm<sup>2</sup>/m ≤ As min req ... el tesista colocó el acero mínimo As min= 18 cm<sup>2</sup>/m**

<b>As (+) Losa de cimentación</b>	<b>Ø 3/4" @ 15 cm</b>
-----------------------------------	-----------------------

## V. METRADOS Y PRESUPUESTOS PARA LA EJECUCIÓN Y MANTENIMIENTO DE CADA SISTEMA ESTRUCTURAL

Luego de haber realizado el diseño de los elementos estructurales de la edificación para ambos sistemas estructurales, el tesista procedió a realizar el análisis comparativo económico entre ambos sistemas.

### V.1. PRESUPUESTO DE EDIFICIO EN CONCRETO ARMADO

**Tabla 5. 1. Presupuesto de edificio en concreto armado**  
Fuente: Elaboración propia

<b>PRESUPUESTO EDIFICIO DE CONCRETO</b>	Und	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
<b>OBRAS PROVISIONALES</b>				<b>S/23,500.00</b>
ENERGIA AGUA Y DESAGUE DE OBRA	GLB	1	S/5,500.00	S/5,500.00
CERCO DE OBRA	m2	120	S/80.00	S/9,600.00
S.H. COMEDOR PERSONAL	m2	6	S/1,400.00	S/8,400.00
<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				<b>S/5,642.24</b>
MOVILIZACION DE MAQUINARIAS-HERRAMIENTAS PARA LA OBRA	GLB	1	S/2,000.00	S/2,000.00
TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO DE EJES CON VALLAS AISLADAS	m <sup>2</sup>	672	S/2.15	S/1,444.80
CONTROL TOPOGRAFICO DURANTE LA OBRA	m <sup>2</sup>	672	S/1.20	S/806.40
LIMPIEZA PRELIMINAR DEL TERRENO	m <sup>2</sup>	672	S/2.07	S/1,391.04
<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				<b>S/22,855.14</b>
EXCAVACION DE ZANJAS PARA LOSA CIMENTACION	m <sup>3</sup>	428.4	S/38.70	S/16,579.08
NIVELACION Y COMPACTACION DE CIMENTACION	m <sup>2</sup>	357	S/4.64	S/1,656.48
ELIMINACION DE DESMONTE PRODUCTO DE LA EXCAVACION MASIVA Y EJECUCIÓN DE OBRA	m <sup>3</sup>	178.5	S/25.88	S/4,619.58
<b>CONCRETO ARMADO</b>				
<b>LOSA DE CIMENTACION</b>				<b>S/181,236.93</b>
CONCRETO PREMEZCLADO EN LOSA DE CIMENTACION F'C= 210 KG/CM2	m <sup>3</sup>	214.20	S/420.91	S/90,158.92
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO LOSA DE CIMENTACION	m <sup>2</sup>	91.2	S/78.59	S/7,167.41
ACERO Fy=4200 KG/CM2	kg	22140.00	S/3.79	S/83,910.60
<b>COLUMNAS Y PLACAS</b>				<b>S/324,631.42</b>
CONCRETO PREMEZCLADO EN COLUMNAS Y PLACAS F'C=210 KG/CM2	m <sup>3</sup>	187.5	S/584.20	S/109,537.50
COLUMNAS Y PLACAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m <sup>2</sup>	2255	S/47.23	S/106,503.65
ACERO Fy=4200 KG/CM2	kg	28880.39	S/3.76	S/108,590.27
<b>VIGAS</b>				<b>S/110,864.83</b>
CONCRETO PREMEZCLADO EN VIGAS F'C=210 KG/CM2	m <sup>3</sup>	84.9	S/464.00	S/39,393.60
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN VIGAS	m <sup>2</sup>	700.43	S/53.22	S/37,276.88
ACERO Fy=4200 KG/CM2	kg	8951.4	S/3.82	S/34,194.35

<b>LOSAS ALIGERADAS</b>				<b>S/225,929.13</b>
CONCRETO PREMEZCLADO EN LOSAS ALIGERADAS F'C=210 KG/CM2	m³	84.6	S/436.58	S/36,934.67
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA LOSAS ALIGERADAS E=0.25 M	m²	1776	S/40.69	S/72,265.44
LADRILLO HUECO DE ARCILLA 20X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	und	15457	S/3.46	S/53,481.22
ACERO Fy=4200 KG/CM2	kg	16428	S/3.85	S/63,247.80
<b>ASCENSOR</b>				<b>S/28,708.92</b>
CONCRETO PREMEZCLADO EN ESCALERAS F'C=210 KG/CM2	m³	20.52	S/405.22	S/8,315.11
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA ESCALERAS	m²	205.2	S/65.16	S/13,370.83
ACERO Fy=4200 KG/CM2	kg	1898.1	S/3.70	S/7,022.97
<b>TRANSPORTE VERTICAL Y HORIZONTAL</b>				<b>S/56,637.77</b>
TRANSPORTE DE MATERIALES	GLOBAL	1	S/56,637.77	S/56,637.77
<b>ESCALERA METALICA</b>				<b>S/11,250.00</b>
ESCALERA METALICA C/PLANCHA TRABAJADA	und	1	S/11,250.00	S/11,250.00
<b>COSTO DIRECTO</b>				<b>S/991,256.37</b>

## V.2. PRESUPUESTO DE EDIFICIO DE ACERO ESTRUCTURAL

**Tabla 5. 2.Presupuesto de edificio en acero estructural**

Fuente: Elaboración propia

Presupuesto de edificio de acero				
ITEM DESCRIPCION	Unidad	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
<b>OBRAS PROVISIONALES</b>				<b>S/23,500.00</b>
ENERGIA AGUA Y DESAGUE DE OBRA	GLB	1	S/5,500.00	S/5,500.00
CERCO DE OBRA	m2	120	S/80.00	S/9,600.00
S.H. COMEDOR PERSONAL	m2	6	S/1,400.00	S/8,400.00
<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				<b>S/5,642.24</b>
MOVILIZACION DE MAQUINARIAS-HERRAMIENTAS PARA LA OBRA	GLB	1	S/2,000.00	S/2,000.00
TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO DE EJES CON VAYAS AISLADAS	m2	672	S/2.15	S/1,444.80
CONTROL TOPOGRAFICO DURANTE LA OBRA	m2	672	S/1.20	S/806.40
LIMPIEZA PRELIMINAR DEL TERRENO	m2	672	S/2.07	S/1,391.04
<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				<b>S/20,097.13</b>
EXCAVACION DE ZANJAS PARA LOSA DE CIMENTACION	m3	357	S/38.70	S/13,815.90
NIVELACION Y COMPACTACION DE CIMENTACION	m2	357	S/4.64	S/1,656.48
ELIMINACION DE DESMONTE PRODUCTO DE LA EXCAVACION MASIVA Y EJECUCION DE OBRA	m3	124.95	S/25.88	S/3,233.71
<b>LOSA DE CIMENTACION</b>				<b>S/112,922.77</b>
CONCRETO PREMEZCLADO EN LOSA DE CIMENTACION F'c=210Kg/cm <sup>2</sup>	m3	107.1	S/422.15	S/45,212.27
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN LOSA DE CIMENTACION	m2	45.6	S/78.59	S/3,583.70
ACERO Fy=4200 Kg/cm <sup>2</sup>	kg	16920.00	S/3.79	S/64,126.80
<b>LOSA COLABORANTE</b>				<b>S/158,839.77</b>
PLACA COLABORANTE AD-600	m2	1692.00	S/75.00	S/126,900.00
CONCRETO PREMEZCLADO EN LOSA MACIZA F'c=210Kg/cm <sup>2</sup>	m3	87.52	S/291.73	S/25,532.21
ACERO Fy=4200 Kg/cm <sup>2</sup>	kg	1686.20	S/3.80	S/6,407.56
<b>ESTRUCTURAS DE ACERO</b>				
<b>COLUMNAS DE ACERO ESTRUCTURAL A36</b>				<b>S/127,225.68</b>
<b>PRIMER Y SEGUNDO NIVEL</b>				<b>S/84,405.64</b>
<b>C-1</b>				<b>S/3,376.23</b>
SUMINISTRO Y HABILITACION DE COLUMNA	kg	202.62	S/3.52	S/713.22

SUMINISTRO Y HABILITACION DE PLACA DE ASIENTO DE COLUMNA	kg	14.98	S/5.33	S/79.84
SUMINISTRO Y HABILITACION DE PLACA BASE DE COLUMNA	kg	14.98	S/6.11	S/91.53
UNION TIPICA COLUMNA-VIGA	und	2.00	S/88.88	S/177.76
PREPARACION Y SOLDEO DE JUNTAS EN EMPALMES DE COLUMNAS	kg	241.14	S/0.70	S/168.80
ARENADO METAL BLANCO EN UNIONES, COLUMNA	m²	0.55	S/5.32	S/2.93
PINTURA EPOXICA CON IMPRIMANTE CROMATIZADO, ESPESOR 2 MILLS	m²	8.09	S/13.10	S/105.98
SUMINISTRO Y HABILITACION DE PERNOS DE ANCLAJE PARA COLUMNA	und	4.00	S/480.00	S/1,920.00
MONTAJE DE COLUMNA	Kg	241.14	S/0.48	S/116.17
<b>TERCER Y CUARTO NIVEL</b>				<b>S/22,709.63</b>
<b>C-2</b>				<b>S/908.39</b>
SUMINISTRO Y HABILITACION DE COLUMNA	kg	148.2	S/3.52	S/521.66
UNION TIPICA COLUMNA-VIGA	und	2	S/88.88	S/177.76
PREPARACION Y SOLDEO DE JUNTAS EN EMPALMES DE COLUMNAS	kg	148.2	S/0.72	S/106.33
ARENADO METAL BLANCO EN UNIONES, COLUMNA	m²	0.64	S/5.40	S/3.46
PINTURA EPOXICA CON IMPRIMANTE CROMATIZADO, ESPESOR 2 MILLS	m²	2.14	S/13.10	S/28.03
MONTAJE DE COLUMNA	Kg	148.2	S/0.48	S/71.14
<b>QUINTO Y SEXTO NIVEL</b>				<b>S/20,110.41</b>
<b>C-3</b>				<b>S/804.42</b>
SUMINISTRO Y HABILITACION DE COLUMNA	kg	53.86	S/3.52	S/189.59
UNION TIPICA COLUMNA-VIGA	und	2	S/88.88	S/177.76
PREPARACION Y SOLDEO DE JUNTAS EN EMPALMES DE COLUMNAS	kg	53.86	S/0.72	S/38.64
ARENADO METAL BLANCO EN UNIONES, COLUMNA	m²	0.64	S/5.40	S/3.46
PINTURA EPOXICA CON IMPRIMANTE CROMATIZADO, ESPESOR 2 MILLS	m²	28.3	S/13.10	S/370.73
MONTAJE DE COLUMNA	Kg	53.86	S/0.45	S/24.24
<b>ARRIOSTRES DIAGONALES</b>				
<b>ARRIOSTRES</b>				<b>S/119,955.99</b>
SUMINISTRO Y HABILITACION DE ARRIOSTRES DIAGONALES	kg	27713	S/3.56	S/98,720.36
PREPARACION Y SOLDEO DE UNION ACARTELADA EN CENTRO DE VIGA	und	48	S/245.24	S/11,771.42
PREPARACION Y SOLDEO DE UNION EN ENCUESTRO VIGA COLUMNA	und	48	S/173.17	S/8,312.33
PINTURA EPOXICA CON IMPRIMANTE CROMATIZADO, ESPESOR 2 MILLS	m²	87.93	S/13.10	S/1,151.88
<b>VIGAS</b>				<b>S/163,413.98</b>

SUMINISTRO Y HABILITACION DE VIGAS	kg	36297.00	S/3.56	S/129,298.63
PINTURA EPOXICA CON IMPRIMANTE CROMATIZADO, ESPESOR 2 MILLS	m²	1286.34	S/13.10	S/16,851.05
MONTAJE DE VIGAS	kg	36297.00	S/0.48	S/17,264.31
<b>VIGUETAS</b>				<b>S/171,053.88</b>
SUMINISTRO Y HABILITACION DE VIGUETAS	kg	37386	S/3.50	S/130,851.00
PINTURA EPOXICA CON IMPRIMANTE CROMATIZADO, ESPESOR 2 MILLS	m²	1296	S/13.10	S/16,977.60
UNION TIPICA VIGUETA A VIGA	und	120	S/44.00	S/5,280.00
MONTAJE DE VIGUETAS	kg	37386	S/0.48	S/17,945.28
<b>ASCENSOR</b>				<b>S/28,708.92</b>
CONCRETO PREMEZCLADO EN ESCALERAS F'C=210 KG/CM2	m³	20.52	S/405.22	S/8,315.11
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA ESCALERAS	m²	205.2	S/65.16	S/13,370.83
ACERO Fy=4200 KG/CM2	kg	1898.1	S/3.70	S/7,022.97
<b>TRANSPORTE VERTICAL Y HORIZONTAL</b>				<b>S/18,841.71</b>
TRANSPORTE DE MATERIALES	mes	3	S/6,280.57	S/18,841.71
<b>ESCALERA METALICA</b>				<b>S/11,250.00</b>
ESCALERA METALICA CON PLANCHA TRABAJADA	und	1	S/11,250.00	S/11,250.00
<b>COSTO DIRECTO</b>				<b>S/960,061.02</b>

### **V.3. PLAN DE MANTENIMIENTO A LO LARGO DE LA VIDA UTIL DE CADA SISTEMA ESTRUCTURAL**

A continuación, se presenta un plan de mantenimiento propuesto por el tesista para cada sistema estructural

#### **V.3.1. Plan de mantenimiento edificio de acero**

##### **Primer Mantenimiento A Los 10 Años de vida útil**

1. El administrador del edificio multifamiliar, realizará la convocatoria de consultores estructurales para la contratación de servicio de evaluación estructural a 10 años de vida útil, el equipo estará compuesto por

**Tabla 5. 3. Presupuesto para contratación de especialistas.**

Fuente: Elaboración propia

Especialista	Periodo de contratación	Monto a pagar
Especialista en estructuras	15 días calendario	S/15,000.00
Especialista en Geotecnia	15 días calendario	S/ 5,000.00

El especialista en estructuras presentara un informe en el cual haga un diagnóstico del estado de la edificación: deformaciones en la losa colaborante, vigas, estado de las conexiones, corrosión localizada en los perfiles de acero.

El ingeniero estructural deberá realizar un diagnóstico del estado de conservación de la protección contra el fuego y la corrosión.

El especialista en geotecnia, deberá evaluar posibles asentamientos diferenciales excesivos presentes en la cimentación.

Finalizado el plazo de 15 días calendario ambos profesionales deberán presentar su informe de diagnóstico y recomendaciones.

2. la administración deberá haber aplicado a la fecha tres procesos de protección de los perfiles de acero con pintura antioxidantes.
3. De acuerdo a las recomendaciones y hallazgos de los especialistas, se procederá a iniciar la ejecución del mantenimiento preventivo y correctivo según sea el caso. La administración dispondrá para dichos mantenimientos de un presupuesto de hasta el 5% del costo total de la construcción de la estructura, monto que asciende a S/.43,452.05 (Cuarenta y tres mil Cuatrocientos cincuenta y dos con 05/100 nuevos soles)
4. El costo total para el mantenimiento a los 10 años de vida útil ascenderá a S/.63,452.05 (Sesenta y tres mil Cuatrocientos cincuenta y dos con 05/100 nuevos soles)



## Segundo mantenimiento a los 20 años de vida útil

1. El administrador del edificio multifamiliar, realizará la convocatoria de consultores estructurales para la contratación de servicio de diagnóstico de la edificación a 20 años de vida útil, el equipo estará compuesto por

**Tabla 5. 4. Presupuesto para contratación de especialistas a 20 años de vida útil.**

Fuente: elaboración propia

Especialista	Periodo de contratación	Monto a pagar
Especialista en estructuras	15 días calendario	S/20,000.00
Especialista en instalaciones eléctricas	10 días calendario	S/ 8,000.00
Especialista en instalaciones sanitarias	10 días calendario	S/ 8,000.00
Especialista en Geotecnia	15 días calendario	S/ 8,000.00

El especialista en estructuras presentara un informe en el cual haga un diagnóstico del estado de la edificación : deformaciones en la losa colaborante, vigas, estado de las conexiones, corrosión localizada en los perfiles de acero, desplazamientos excesivos que se haya producido en las conexiones. En el presente caso el especialista realizara ensayos no destructivos y destructivos según estime conveniente.

El especialista en geotecnia, deberá evaluar posibles asentamientos diferenciales excesivos presentes en la cimentación.

El especialista en instalaciones eléctricas y sanitarios, realizaran un diagnostico del total de instalaciones del edificio.

2. la administración deberá haber aplicado a la fecha 7 procesos de protección de los perfiles de acero con pintura antioxidantes.
3. De acuerdo a las recomendaciones y hallazgos de los especialistas, se procederá a iniciar la ejecución del mantenimiento preventivo y correctivo según sea el caso. La administración dispondrá para dichos mantenimientos de un presupuesto de hasta el 7% del costo total de la construcción de la estructura, monto que asciende a S/.60,832.87 (Sesenta mil Ochocientos treinta y dos con 87/100 nuevos soles).
4. El costo total para el mantenimiento a los 20 años de vida útil ascenderá a S/.96,832.87 (Noventa y seis mil Ochocientos treinta y dos con 87/100 nuevos soles).

De manera similar se realizara a los treinta años, considerando que a dicha fecha el edificio habrá cumplido con su vida útil comercial, por lo que los especialistas deberán concluir si corresponde reforzamiento o demolición de la estructura.

### V.3.2. Plan de mantenimiento edificio de concreto

#### Primer Mantenimiento A Los 10 Años de vida útil

5. El administrador del edificio multifamiliar, realizará la convocatoria de consultores estructurales para la contratación de servicio de evaluación estructural a 10 años de vida útil, el equipo estará compuesto por

**Tabla 5. 5.Presupuesto para contratación de especialistas para edificio de concreto armado**

Fuente: elaboración propia

Especialista	Periodo de contratación	Monto a pagar
Especialista en estructuras	15 días calendario	S/10,000.00
Especialista en Geotecnia	15 días calendario	S/ 5,000.00

El especialista en estructuras presentara un informe en el cual haga un diagnóstico del estado de la edificación: deformaciones en la losa colaborante, estado de las columnas y muros estructurales.

El especialista en geotecnia, deberá evaluar posibles asentamientos diferenciales excesivos presentes en la cimentación.

Finalizado el plazo de 15 días calendario ambos profesionales deberán presentar su informe de diagnóstico y recomendaciones.

6. De acuerdo a las recomendaciones y hallazgos de los especialistas, se procederá a iniciar la ejecución del mantenimiento preventivo y correctivo según sea el caso. La administración dispondrá para dichos mantenimientos de un presupuesto de hasta el 2% del costo total de la construcción de la estructura, monto que asciende a S/24,706.21 (Veinticuatro Mil Setecientos seis con 21/100 nuevos soles)
7. El costo total proyectado para el mantenimiento a los 10 años de vida útil ascenderá a S/39,706.21 (Treinta y nueve Mil Setecientos seis con 21/100 nuevos soles).

## Segundo mantenimiento a los 20 años de vida útil

5. El administrador del edificio multifamiliar, realizará la convocatoria de consultores estructurales para la contratación de servicio de diagnóstico de la edificación a 20 años de vida útil, el equipo estará compuesto por

Especialista	Periodo de contratación	Monto a pagar
Especialista en estructuras	15 días calendario	S/15,000.00
Especialista en instalaciones eléctricas	10 días calendario	S/ 6,000.00
Especialista en instalaciones sanitarias	10 días calendario	S/ 6,000.00
Especialista en Geotecnia	15 días calendario	S/ 6,000.00

**Tabla 5. 6. Presupuesto para contratación de especialistas**

Fuente: elaboración propia

El especialista en estructuras presentara un informe en el cual haga un diagnóstico del estado de la edificación: deformaciones en la losa colaborante. En el presente caso el especialista realizara ensayos no destructivos y destructivos según estime conveniente.

El especialista en geotecnia, deberá evaluar posibles asentamientos diferenciales excesivos presentes en la cimentación.

El especialista en instalaciones eléctricas y sanitarios, realizaran un diagnóstico del total de instalaciones del edificio.

6. De acuerdo a las recomendaciones y hallazgos de los especialistas, se procederá a iniciar la ejecución del mantenimiento preventivo y correctivo según sea el caso. La administración dispondrá para dichos mantenimientos de un presupuesto de hasta el 4% del costo total de la construcción de la estructura, monto que asciende a S/.49,412.42 (Cuarenta y Nueve mil Cuatrocientos doce con 42/100 nuevos soles).
7. El costo total para el mantenimiento a los 20 años de vida útil ascenderá a S/.76,412.42 (Setenta y seis mil Cuatrocientos doce con 42/100 nuevos soles).

De manera similar se realizará a los treinta años, considerando que a dicha fecha el edificio habrá cumplido con su vida útil comercial, por lo que los especialistas deberán concluir si corresponde reforzamiento o demolición de la estructura.

## VI. DESARROLLO DEL ANALISIS ECONOMICO-FINANCIERO

El tesista analizó la información disponible del proyecto, estructuración del proyecto, presupuesto de la ejecución del edificio, la proyección de ventas y todo lo concerniente al desarrollo del estudio financiero.

### VI.1. EDIFICIO DE CONCRETO-MUROS ESTRUCTURALES

Se consideraron las siguientes etapas:

#### VI.1.1. Ejecución del proyecto

Costos iniciales, compra del terreno y constitución de la sociedad.

**Tabla 6. 1. Costo por cada tipo de departamento en concreto armado**

Fuente: Elaboración propia

COSTO DIRECTO				
UNIDAD	AREA TOTAL	VALOR M2	AREA CONSTR.	VR. PARCIAL
D. TIPO I	703.31	585.8489	564	330,418.78
D. TIPO II	1406.69	585.8489	1128	660,837.59
<b>COSTO DIRECTO</b>				<b>S/991,256.37</b>

**Tabla 6. 2. Costo indirecto de departamento en concreto armado**

Fuente: Elaboración propia

COSTO INDIRECTO				
ITEM	UND	CANTIDAD	VR. UNITARIO	VALOR TOTAL
LICENCIA DE CONSTRUCCIÓN	AREA	1692	5.50	9,306.00
IMPRESIONES Y PAPELERIA	GLB	1	1,500.00	1,500.00
VIGILANCIA+MANT+ADMIN+SE RV	MES	6	1,500.00	9,000.00
ESTUDIOD Y DISEÑO				
ARQUITECTURA	GLB	1	8,000.00	8,000.00
ESTRUCTURAS	GLB	1	9,000.00	9,000.00
INST. ELECTRICAS	GLB	1	5,000.00	5,000.00
INST. SANITARIAS	GLB		5,000.00	5,000.00
<b>TOTAL COSTO INDIRECTO</b>				<b>S/ 46,806.00</b>

TERRENO	
UND	V.R. TOTAL
1	S/ 195,000.00

TOTAL GASTOS PROYECTOS	1'233,062.37
------------------------	--------------

### VI.1.2. Fijación de precio de alquiler de cada departamento

Tenemos dos tipos de departamentos, los de 44 m<sup>2</sup> y los de 88 m<sup>2</sup>, según las indagaciones hechas personalmente por el tesista un departamento de 90 m<sup>2</sup> cuesta S/950.00 (Novecientos cincuenta con 00/100 nuevos soles) mensual. Por tanto, el tesista estableció el precio de cada departamento: S/1000.00 (Mil con 00/100 nuevos soles) por los departamentos de 88 m<sup>2</sup>. Y S/.550.00 (Quinientos cincuenta con 00/100 Nuevos soles) por los minidepartamentos de 44 m<sup>2</sup>.

### VI.1.3. Evaluación financiera sistema tradicional

Se expone el monto total de inversión:

**Tabla 6. 3.Monto total de inversión en edificio de concreto armado.**

Fuente: Elaboración propia

ITEM	COSTO
<b>ACTIVOS FIJOS</b>	<b>S/ 1'186,256.37</b>
Terrenos	S/ 195,000.00
Edificios	S/ 991,256.37
Maquinaria	S/ 0.00
Muebles	S/ 0.00
<b>CAPITAL TRABAJO INICIAL</b>	<b>S/ 80,000.00</b>
Caja inicial	S/ 80,000.00
Cartera	S/ 0.00
Inventarios	S/ 0.00
Diferidos	S/ 0.00
<b>TOTAL INVERSIÓN INICIAL</b>	<b>S/ 1'266,256.37</b>

A continuación, se muestran otros datos como crédito, tasas de interés, periodo de amortización, inflación y tasa de oportunidad del inversionista. La inflación fue tomada de la web oficial del Ministerio de economía y finanzas, se toma en consideración la tasa de interés que el banco de crédito del Perú ofrece a sus clientes para este tipo de proyectos, el crecimiento del sector es dado por las estimaciones del ministerio de economía y finanzas.

**Tabla 6. 4. Parámetros financieros iniciales.**

Fuente: web Superintendencia de Banca y Seguros y capeco

PARAMETROS INICIALES					
			CREDITO		
INFLACIÓN	2.5 %		Valor	953,976.15	Soles
CRECIMIENTO SECTOR	4.5%		Tiempo	25	Años
Tasa oportunidad inversionista	8.00%	EA	Tasa de Crédito	10%	EA

El tesista estimo la depreciación del edificio para un periodo de 25 años.

En el análisis se contempla como gastos indirectos a lo largo de la vida útil de la edificación:

**Tabla 6. 5. Costos indirectos en edificio de concreto armado**

Fuente: Elaboración propia

CONCEPTO	EDIFICIO DE CONCRETO	EDIFICIO DE ACERO
Mantenimiento del edificio	6%	10%
Comisión de inmobiliaria	4%	6%
Seguros de construcción	5%	8%
Impuesto Predial	1.5%	1.5%

### VI.1.3.1. Flujo De Caja

En el marco teórico de la presente tesis el tesista expuso la definición de flujo de caja; el tesista realiza proyección de los ingresos anuales por alquiler considerando un 20% de desocupación del edificio, de esta manera siendo pesimista se puede lidiar con cualquier inconveniente con los inquilinos en le transcurso de la vida útil de cada edificio, como se observa en la tabla adjunta los 13 primeros años el flujo de caja es negativo, desde el año 14 se empezará a percibir pequeños flujos positivos hasta el año 17 donde se recupera el total de la inversión. Las ganancias se verán desde el año 18 al 25.

**Tabla 6. 6. Flujo de caja proyectado a lo largo de la vida útil del edificio de concreto armado**

Fuente: Elaboración propia.

	AÑO 0	AÑO 1	AÑO 2	AÑO 3	AÑO 4	AÑO 5
Caja Inicial	80,000.00	S/80,000.00	S/89,298.98	S/98,597.95	S/107,896.93	S/117,195.91
Pago préstamo		S/139,501.02	S/139,501.02	S/139,501.02	S/139,501.02	S/139,501.02
Flujo de caja		S/148,800.00	S/148,800.00	S/148,800.00	S/148,800.00	S/148,800.00
CAJA FINAL	S/80,000.00	S/89,298.98	S/98,597.95	S/107,896.93	S/117,195.91	S/126,494.88
	AÑO 6	AÑO 7	AÑO 8	AÑO 9	AÑO 10	AÑO 11
Caja Inicial	S/126,494.88	S/135,793.86	S/145,092.84	S/154,391.81	S/163,690.79	S/172,989.77
Pago préstamo	S/139,501.02	S/139,501.02	S/139,501.02	S/139,501.02	S/139,501.02	S/139,501.02
Flujo de caja	S/148,800.00	S/148,800.00	S/148,800.00	S/148,800.00	S/148,800.00	S/148,800.00
CAJA FINAL	S/135,793.86	S/145,092.84	S/154,391.81	S/163,690.79	S/172,989.77	S/182,288.75
	AÑO 12	AÑO 13	AÑO 14	AÑO 15	AÑO 16	AÑO 17
Caja Inicial	S/182,288.75	S/191,587.72	S/200,886.70	S/210,185.68	S/219,484.65	S/228,783.63
Pago préstamo	S/139,501.02	S/139,501.02	S/139,501.02	S/139,501.02	S/139,501.02	S/139,501.02
Flujo de caja	S/148,800.00	S/148,800.00	S/148,800.00	S/148,800.00	S/148,800.00	S/148,800.00
CAJA FINAL	S/191,587.72	S/200,886.70	S/210,185.68	S/219,484.65	S/228,783.63	S/238,082.61

	<b>AÑO 18</b>	<b>AÑO 19</b>	<b>AÑO 20</b>	<b>AÑO 21</b>	<b>AÑO 22</b>	<b>AÑO 23</b>
Caja Inicial	S/238,082.61	S/247,381.58	S/256,680.56	S/265,979.54	S/275,278.51	S/284,577.49
Pago préstamo	S/139,501.02	S/139,501.02	S/139,501.02	S/139,501.02	S/139,501.02	S/139,501.02
Flujo de caja	S/148,800.00	S/148,800.00	S/148,800.00	S/148,800.00	S/148,800.00	S/148,800.00
CAJA FINAL	S/247,381.58	S/256,680.56	S/265,979.54	S/275,278.51	S/284,577.49	S/293,876.47
	<b>AÑO 24</b>	<b>AÑO 25</b>				
Caja Inicial	S/293,876.47	S/303,175.44				
Pago préstamo	S/139,501.02	S/139,501.02				
Flujo de caja	S/148,800.00	S/148,800.00				
CAJA FINAL	S/303,175.44	S/312,474.42				

**Continuación de Tabla 6. 6. Flujo de caja proyectado a lo largo de la vida útil del edificio de concreto armado**

Se calculo la tasa interna de retorno o de rendimiento (TIR) del proyecto ejecutado con el sistema estructural de concreto armado; dicha tasa se calculó con la formula especificada en el marco teórico.

$$I_o = \frac{R_1}{(1+r)} + \frac{R_2}{(1+r)^2} + \frac{R_3}{(1+r)^3} + \dots + \frac{R_n}{(1+r)^n}$$

$$r = 11\%$$

Luego de haber realizado la estimación del flujo de caja el tesista calculo el VAN de cada proyecto con la formula indicada en el marco Teórico:

$$VAN = -I_o + \frac{R_1}{(1+K)} + \frac{R_2}{(1+K)^2} + \frac{R_3}{(1+K)^3} + \dots + \frac{R_n}{(1+K)^n}$$

$$VAN = 59,444.38$$

## VI.2. EDIFICIO DE ACERO-ARRIOSTRES EXCENTRICOS

Se consideraron las siguientes etapas:

### VI.2.1. Ejecución del proyecto

Costos iniciales, compra del terreno y constitución de la sociedad.

**Tabla 6. 7. Costo por cada tipo de departamento en Acero.**

Fuente: Elaboración propia

<b>COSTO DIRECTO</b>				
<b>UNIDAD</b>	<b>AREA TOTAL</b>	<b>VALOR M2</b>	<b>AREA CONSTR.</b>	<b>VR. PARCIAL</b>
D. TIPO I	703.31	567.41195	564	320,020.34
D. TIPO II	1406.69	567.41195	1128	640,040.68
<b>COSTO DIRECTO</b>				<b>S/960,061.02</b>

**Tabla 6. 8. Costo indirecto de departamento en Acero**

Fuente: Elaboración propia

<b>COSTO INDIRECTO</b>				
<b>ITEM</b>	<b>UND</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>VR. UNITARIO</b>	<b>VALOR TOTAL</b>
LICENCIA DE CONSTRUCCIÓN	AREA	1692	5.50	9,306.00
IMPRESIONES Y PAPELERIA	GLB	1	1,500.00	1,500.00
VIGILANCIA+MANT+ADMIN+SE RV	MES	6	1,500.00	9,000.00
<b>ESTUDIOS Y DISEÑO</b>				
ARQUITECTURA	GLB	1	8,000.00	8,000.00
ESTRUCTURAS	GLB	1	9,000.00	9,000.00
INST. ELECTRICAS	GLB	1	5,000.00	5,000.00
INST. SANITARIAS	GLB		5,000.00	5,000.00
<b>TOTAL COSTO INDIRECTO</b>				<b>S/ 46,806.00</b>

<b>TERRENO</b>	
<b>UND</b>	<b>V.R. TOTAL</b>
1	S/ 195,000.00

<b>TOTAL GASTOS PROYECTOS</b>	<b>1'201,867.02</b>
-------------------------------	---------------------



### VI.2.2. Fijación de precio de alquiler de cada departamento en edificio de acero

Tenemos dos tipos de departamentos, los de 44 m<sup>2</sup> y los de 88 m<sup>2</sup>, según las indagaciones hechas personalmente por el tesista un departamento de 90 m<sup>2</sup> cuesta S/950.00 (Novecientos cincuenta con 00/100 nuevos soles) mensual. Por tanto, el tesista estableció el precio de cada departamento al mismo precio que el edificio de concreto a fin de poner en iguales condiciones a ambos sistemas, en cuanto a atracción por precio a los potenciales usuarios, así tenemos:

S/1000.00 (Mil con 00/100 nuevos soles) por los departamentos de 88 m<sup>2</sup>. Y S/.550.00 (Quinientos cincuenta con 00/100 Nuevos soles) por los minidepartamentos de 44 m<sup>2</sup>.

### VI.2.3. Evaluación financiera sistema tradicional

Se expone el monto total de inversión:

**Tabla 6.3. Monto total de inversión de edificio de acero.**

Fuente: Elaboración propia

ITEM	COSTO
<b>ACTIVOS FIJOS</b>	<b>S/ 1'155,061.02</b>
Terrenos	S/ 195,000.00
Edificios	S/ 960,061.02
Maquinaria	S/ 0.00
Muebles	S/ 0.00
<b>CAPITAL TRABAJO INICIAL</b>	<b>S/ 80,000.00</b>
Caja inicial	S/ 80,000.00
Cartera	S/ 0.00
Inventarios	S/ 0.00
Diferidos	S/ 0.00
<b>TOTAL INVERSIÓN INICIAL</b>	<b>S/ 1'235,061.02</b>

A continuación, se muestran otros datos como crédito, tasas de interés, periodo de amortización, inflación y tasa de oportunidad del inversionista. La inflación fue tomada de la web oficial del Ministerio de economía y finanzas, se toma en consideración la tasa de interés que el banco de crédito del Perú ofrece a sus clientes para este tipo de proyectos, el crecimiento del sector es dado por las estimaciones del ministerio de economía y finanzas.

**Tabla 6. 9. Parámetros financieros iniciales para edificio de acero**

Fuente: Ministerio económica y Finanzas

PARAMETROS INICIALES					
			CREDITO		
INFLACIÓN	2.5 %		Valor	869,040.91	Soles
CRECIMIENTO SECTOR	4.5%		Tiempo	25	Años
Tasa oportunidad inversionista	8.00%	EA	Tasa de Crédito	10%	EA

El tesista estimo la depreciación del edificio para un periodo de 25 años.

En el análisis se contempla como gastos indirectos a lo largo de la vida útil de la edificación:

**Tabla 6.5. costos indirectos en edificio de acero**

Fuente: Elaboración propia

CONCEPTO	EDIFICIO DE CONCRETO	EDIFICIO DE ACERO
Mantenimiento del edificio	6%	10%
Comisión de inmobiliaria	4%	6%
Seguros de construcción	5%	8%
Impuesto Predial	1.5%	1.5%

#### **VI.2.3.1. Flujo De Caja**

En el marco teórico de la presente tesis el tesista expuso la definición de flujo de caja; como se observa en la tabla adjunta, los 10 primeros años el flujo de caja es negativo, desde el año 11 se empezará a percibir pequeños flujos positivos hasta el año 15 donde se recupera el total de la inversión. Las ganancias se verán desde el año 16 al 23.

**Tabla 6. 10. Flujo de caja proyectado a lo largo de la vida útil del edificio de acero**

Fuente: Elaboración propia

	<b>AÑO 0</b>	<b>AÑO 1</b>	<b>AÑO 2</b>	<b>AÑO 3</b>	<b>AÑO 4</b>	<b>AÑO 5</b>
Caja Inicial	80,000.00	S/80,000.00	S/92,735.71	S/105,471.42	S/118,207.13	S/130,942.83
Pago préstamo		S/136,064.29	S/136,064.29	S/136,064.29	S/136,064.29	S/136,064.29
Flujo de caja		S/148,800.00	S/148,800.00	S/148,800.00	S/148,800.00	S/148,800.00
CAJA FINAL	S/80,000.00	S/92,735.71	S/105,471.42	S/118,207.13	S/130,942.83	S/143,678.54
	<b>AÑO 6</b>	<b>AÑO 7</b>	<b>AÑO 8</b>	<b>AÑO 9</b>	<b>AÑO 10</b>	<b>AÑO 11</b>
Caja Inicial	S/143,678.54	S/156,414.25	S/169,149.96	S/181,885.67	S/194,621.38	S/207,357.08
Pago préstamo	S/136,064.29	S/136,064.29	S/136,064.29	S/136,064.29	S/136,064.29	S/136,064.29
Flujo de caja	S/148,800.00	S/148,800.00	S/148,800.00	S/148,800.00	S/148,800.00	S/148,800.00
CAJA FINAL	S/156,414.25	S/169,149.96	S/181,885.67	S/194,621.38	S/207,357.08	S/220,092.79
	<b>AÑO 12</b>	<b>AÑO 13</b>	<b>AÑO 14</b>	<b>AÑO 15</b>	<b>AÑO 16</b>	<b>AÑO 17</b>
Caja Inicial	S/220,092.79	S/232,828.50	S/245,564.21	S/258,299.92	S/271,035.63	S/283,771.33
Pago préstamo	S/136,064.29	S/136,064.29	S/136,064.29	S/136,064.29	S/136,064.29	S/136,064.29
Flujo de caja	S/148,800.00	S/148,800.00	S/148,800.00	S/148,800.00	S/148,800.00	S/148,800.00
CAJA FINAL	S/232,828.50	S/245,564.21	S/258,299.92	S/271,035.63	S/283,771.33	S/296,507.04
	<b>AÑO 18</b>	<b>AÑO 19</b>	<b>AÑO 20</b>	<b>AÑO 21</b>	<b>AÑO 22</b>	<b>AÑO 23</b>
Caja Inicial	S/296,507.04	S/309,242.75	S/321,978.46	S/334,714.17	S/347,449.88	S/360,185.58
Pago préstamo	S/136,064.29	S/136,064.29	S/136,064.29	S/136,064.29	S/136,064.29	S/136,064.29
Flujo de caja	S/148,800.00	S/148,800.00	S/148,800.00	S/148,800.00	S/148,800.00	S/148,800.00
CAJA FINAL	S/309,242.75	S/321,978.46	S/334,714.17	S/347,449.88	S/360,185.58	S/372,921.29
	<b>AÑO 24</b>	<b>AÑO 25</b>				
Caja Inicial	S/372,921.29	S/385,657.00				
Pago préstamo	S/136,064.29	S/136,064.29				
Flujo de caja	S/148,800.00	S/148,800.00				
CAJA FINAL	S/385,657.00	S/398,392.71				

Se calculo la tasa interna de retorno o de rendimiento (TIR) del proyecto ejecutado con el sistema estructural de concreto armado; dicha tasa se calculó con la formula especificada en el marco teórico.

$$I_o = \frac{R_1}{(1+r)} + \frac{R_2}{(1+r)^2} + \frac{R_3}{(1+r)^3} + \dots + \frac{R_n}{(1+r)^n}$$

$$r = 13\%$$

Luego de haber realizado la estimación del flujo de caja el tesista calculo el VAN de cada proyecto con la formula indicada en el marco Teórico:

$$VAN = -I_o + \frac{R_1}{(1+K)} + \frac{R_2}{(1+K)^2} + \frac{R_3}{(1+K)^3} + \dots + \frac{R_n}{(1+K)^n}$$

$$VAN = 28,180.15$$

#### VI.2.2.4. Análisis De Sensibilidad

Se realizo el análisis de sensibilidad teniendo en cuenta que los ingresos procederán del alquiler de los departamentos y mini departamentos.

**Tabla 6. 11. Análisis de sensibilidad para el edificio en concreto armado vs acero.**

Fuente: Elaboración propia

	ACERO		CONCRETO	
VALOR DE ALQUILER	TIR	VPN	TIR	VPN
750.00	12.33%	-11.94 %	10.91 %	-47.28%
850.00	12.97 %	5.18%	11.52 %	-29.39%
950.00	13.62 %	22.22%	12.14%	-11.77%
1,000.00	13%	44.50%	11%	11.53%

Como se observa en la tabla 6.11 el punto de equilibrio se encuentra cuando el precio de alquiler es de 1000 soles; establecer un alquiler menor implica incurrir en pérdidas. Así mismo, en ambos sistemas se tendrá rentabilidad, así sea financiado totalmente el proyecto.

A continuación, se muestra el análisis de escenarios de riesgos mediante la simulación de posiciones como optimista donde se espera favorabilidad del proyecto, pesimista donde los pronósticos son desfavorables y situación normal.

Los posibles escenarios son:

Escenario optimista, donde se propone alquilar de manera directa sin intermediarios.

Escenario pesimista, aumento del impuesto predial en hasta 30% sin amnistías.

Escenario Normal. Alquiler por medio de un intermediario al valor estimado en el análisis de sensibilidad.

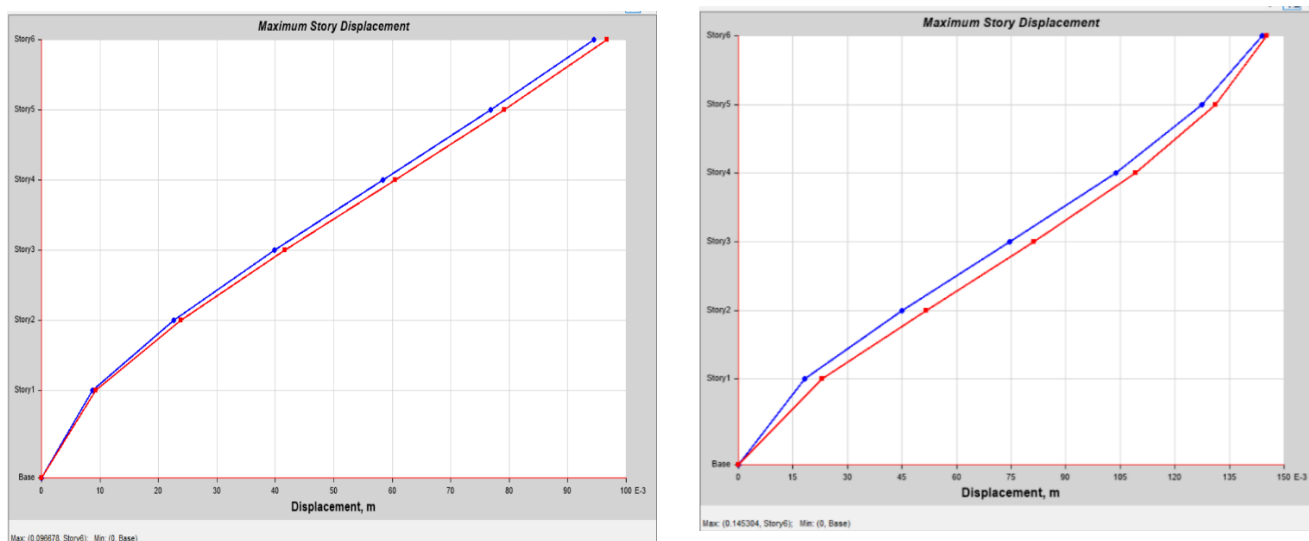
**Tabla 6. 12. comparación de escenarios para ambos sistemas con diferentes escenarios**

Fuente: Elaboración propia

ANALISIS ESCENARIOS		ACERO		CONCRETO	
DESCRIPCIÓN DEL ESCENARIO		TIR	VAN	TIR	VAN
OPTIMISTA	DIRECTO	16%	34,683.26	13.75%	74,305.48
PESIMISTA	I.P. AL 30%	9%	19,509.33	7.5%	37828.24
NORMAL	INDIRECTO	13%	28,180.15	11%	59,444.38

## VII. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

### VII.1. COMPARACIÓN DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES

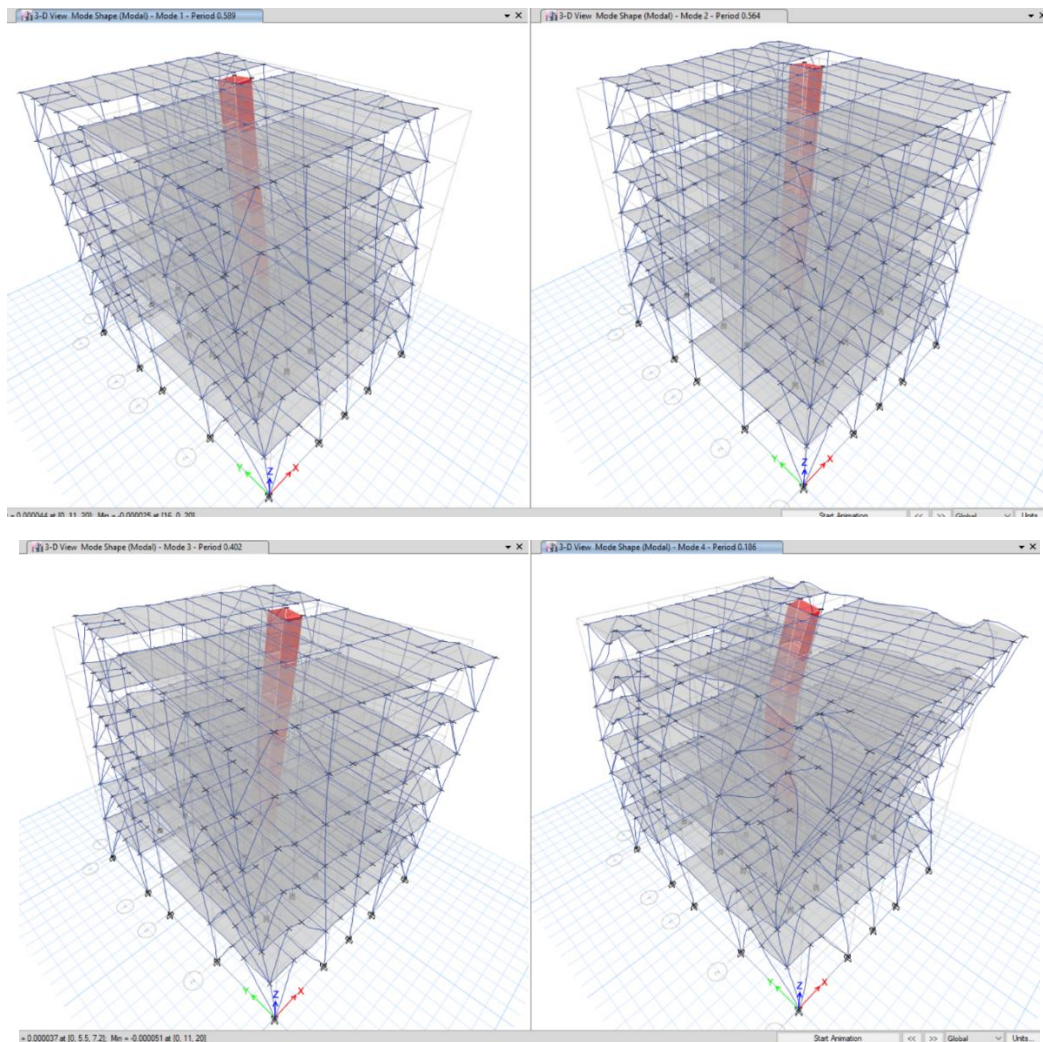


**Figura 7.1. Desplazamientos máximos en edificio de concreto Vs Acero**

Fuente: Elaboración propia

En la figura adjunta se observa los desplazamientos máximos en cada estructura, en el edificio de concreto tenemos un desplazamiento máximo de 9.67 cm, mientras que en el edificio de acero 14.53 cm, ello debido a la diferencia entre rigideces y dimensiones de los elementos, debe tenerse en consideración que la deriva máxima permitida en los edificios de concreto es de 0.007; mientras que los edificios de acero es de 0.01, por lo cual el tesista optimizo cada diseño a fin de tener las mayores derivas máximas permisibles y cumplir a la vez con los requerimientos de resistencia y servicio.

Así mismo la concepción de cada sistema estructural es un factor determinante, así tenemos el sistema EBF, en el cual se esperan grandes deformaciones en el enlace a fin de disipar la energía inducida por el sismo, ello fue aprovechado para los fines antes expuestos.



**Figura 7.2. Modos de vibración de edificio de acero**

Fuente: Elaboración propia

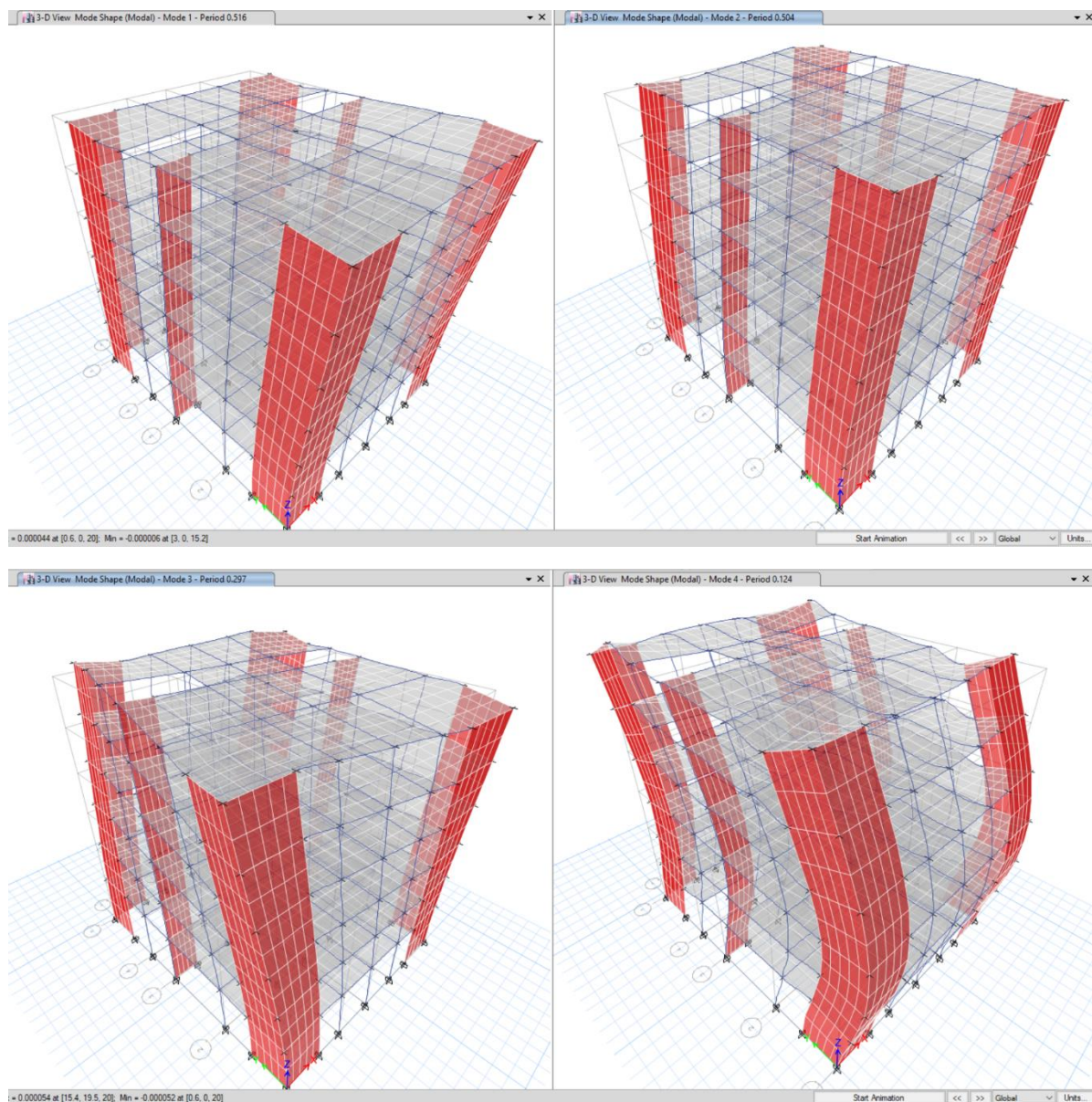
Se observan los 4 primeros modos de vibración del edificio de acero, el primer modo es desplazamiento en el eje Y, el segundo desplazamiento en el eje Y, el tercer modo es torsional y el cuarto se da en el eje Z.

Se verifico que la participación de masas sea superior al 95% a fin de validar los resultados que nos proporciona el Etabs 2017, versión educativa, de esta manera se obtuvo que el periodo fundamental de la estructura era de 0.589 seg, coherente con lo indicado por la norma ( $T = h_n/C_t$ ).

A diferencia del edificio de concreto compuesto por muros estructurales, el edificio de concreto los modos de vibración son en direcciones ortogonales, así tenemos que en el edificio de concreto el primer modo de vibración es en sentido del eje “Y”.

En el capítulo de diseño estructural de cada edificación se verifico no existía irregularidad torsional en ninguno de los sistemas estructurales.





**Figura 7.3. Modos de vibración de edificio de acero**

Fuente: Elaboración propia

Se observa la diferencia de modos de vibración frente al edificio de acero, al igual que en el edificio de acero se verificó que la masa participativa sea mayor al 95% y el periodo fundamental de 0.516 seg. es coherente con el valor aproximado que indica la Norma E.030.

la verificación de las irregularidades se expuso en el capítulo de diseño estructural.

## Comparación de masas de los sistemas estructurales

A continuación, se muestra la comparación entre las masas de cada edificio, por piso y por elemento estructural:

**Tabla 7.1. Masa de cada piso del edificio de concreto Vs acero**

Fuente: Elaboración propia

Masa por Piso	Concreto	Acero
	Ton	Ton
Piso 6	257.48	155.40
Piso 5	298.78	231.80
Piso 4	298.78	241.40
Piso 3	298.78	251.13
Piso 2	298.78	251.13
Piso 1	312.54	256.63
Base	55.06	28.16
	1820.19	1415.64

**Tabla 7.2 Masa de cada grupo de elementos estructurales**

Fuente elaboración propia

Masa por cada grupo de elementos estructurales			
Concreto		Acero	
Grupo	Masa	Grupo	Masa
Columnas	85.6278603	Columnas 1-2	99.3874644
Muros	388.179836	Columnas 3-4	72.7018119
Vigas	173.779539	Columnas 5-6	26.422254
Losa-Ali	1021.61978	Viguetas	37.3891473
Losa-Mac	102.399076	Vigas	36.3030822
		Riostra	27.7124652
		Losas	1098.6114

Como se observa en las tablas antes adjuntas, el peso del edificio de acero equivale al 77.77% del edificio de concreto, cumpliendo ambos para el mismo fin, por ende, así mismo al tener menos masa la fuerza sísmica que resiste el edificio de acero será menor a la que estará sometida el edificio de concreto.

Ello se ve reflejado en el diseño de la cimentación que se detalló en el capítulo de cimentación de cada diseño.



## Comparación De Presupuestos:

**Tabla 7.3. Costo directo e indirecto de ambos edificios**

Fuente: Elaboración propia.

Vs	Concreto	Acero
Costo Directo	S/991,256.37	S/960,061.02
Costo Indirecto	46,806.00	55,806.00

Como se observa en el costo directo de la ejecución del proyecto en acero equivaldría a un ahorro de hasta el 3.15 % menos que si se emplea la propuesta de concreto armado. Sin embargo, en costo indirecto es aproximadamente 20% más, debido a la escasa oferta de especialistas en estructuras de acero. Ahora bien, no solo debemos analizar los costos iniciales del proyecto si no durante el periodo de vida de la estructura, para ello utilizaremos los resultados obtenidos en el análisis financiero.

**Tabla 7.4. Costo directo e indirecto de ambos edificios**

Fuente: Elaboración propia.

ANALISIS ESCENARIOS		ACERO		CONCRETO	
DESCRIPCIÓN DEL ESCENARIO		TIR	VAN	TIR	VAN
OPTIMISTA	DIRECTO	16%	34,683.26	13.75%	74,305.48
PESIMISTA	I.P. AL 30%	9%	19,509.33	7.5%	37828.24
NORMAL	INDIRECTO	13%	28,180.15	11%	59,444.38

Según el comparativos de escenarios el TIR y VAN de cada proyecto la alternativa más favorable es la de acero estructural, a pesar de que los costos de mantenimiento preventivo y correctivo son mayores que en el caso del concreto. Ello debido a que ofrece la mayor tasa interna de retorno (TIR), esto se traduce en mayores ganancias a los inversionistas, es preciso resaltar que en las proyecciones de flujo de caja se considero un porcentaje de ocupación del 80% del total de los departamentos, ello con el fin de prevenir posibles factores externos que influyan en el transcurso de la vida útil de los edificios.

Al construir el edificio en acero estructural será necesario contratar a una empresa inmobiliaria que se encargue de la difusión y promoción de los departamentos, teniendo que enfrentarse a las incertidumbres que genera un sistema estructural poco conocido por los posibles inquilinos. Así mismo, por ser una obra de acero, deberá ser administrada por especialistas, quienes programaran los mantenimientos preventivos y correctivos en la edificación, disminuyendo así el margen de ganancias que se pretendía inicialmente. De lo anteriormente expuesto se concluye que el edificio de acero tendrá grandes márgenes de “ganancia inicial”, sin embargo, este se disminuirá en el transcurso de la vida útil del mismo, a diferencia del edificio de concreto armado que requiere de mantenimiento más sencillo y económico.

## CONCLUSIONES:

- La opción de edificio en acero estructural, ASTM A-36, sistema de arriostres excéntricos resulta viable técnica y económicamente, siendo su relación costo beneficio superior a la del concreto armado, sistema de muros estructurales. Construir la edificación con sistemas de pórticos con arriostres excéntricos, proporciona un ahorro de aproximadamente 3.15% respecto a construir con sistema de muros estructurales, equivalente a S/31,195.35.
- La ejecución del edificio de arriostres excéntricos presenta mayores beneficios económicos a futuro a pesar de su mayor costo de mantenimiento, tal como se plasma en los cálculos del TIR el cual es del 13% mayor respecto al edificio de concreto de 11%. En otras palabras, el retorno de la inversión en el caso del edificio de acero será mayor, generando mayores ganancias y liquidez para los socios, liquidez que permitirá la inversión en otros proyectos o en mejoras al presente, así mismo el dinero invertido en el transcurso del tiempo será recuperado y generará utilidades a los inversionistas.
- El peso total de la edificación de arriostres excéntricos representa el 77% del peso de la misma edificación construida con muros estructurales; esto repercute en el cortante dinámico al que estará sometido cada una de ellas, siendo el cortante dinámico al que estará sometido el edificio de arriostres excéntricos 31.65% menor que el del concreto. Esto nos permitió optimizar el edificio de acero, utilizando perfiles de menores dimensiones y por tanto disminuyendo costos.
- La menor masa en el edificio de arriostres excéntricos, repercute en las dimensiones de la losa de cimentación, representando un ahorro de 37.69 % respecto al edificio de muros estructurales.

## **RECOMENDACIONES**

1. Se recomienda la ejecución de edificios para uso residencial, bajo la modalidad de alquiler, de mediana altura, utilizando acero estructural ASTM A-36, sistema de arriostres excéntricos.
2. Se recomienda a la administración, la selección del contratista que más se ajuste a los costos calculados por el tesista, a fin de obtener los retornos económicos proyectados a futuro, así mismo se recomienda la contratación de profesionales debidamente calificados para la supervisión de los trabajos que efectuara el contratista, así evitar demoras por falta de criterio o asesoramiento técnico por parte del contratista.
3. Emplear muros de cerramiento y división de ambientes livianos a fin de disminuir más el peso de la edificación de arriostres excéntricos.
4. Se recomienda, realizar un debido control en el vaciado de la losa de cimentación del edificio de arriostres excéntricos; a fin de evitar posibles errores en la etapa de construcción, que podrían repercutir en los ahorros proyectados.

## BIBLIOGRAFIA

Agurto Mogollon O.-2014. *Comparación Estructural Y Económica Al Diseñar Un Edificio De 5 Niveles Con 1 Sótano, Usando Acero Estructural Y Concreto Armado.*

Blanco Blasco A. 2008 *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado.*

Bozzo L.-2008. *Diseño Sismorresistente de edificios, técnicas convencionales y avanzadas.*

Crisafulli F.-2018. *Diseño sismorresistente de construcciones de acero.*

Marroquin Alvarez D.-2008. *Estudio Financiero Para La Construcción De Un Edificio De Apartamentos.*

Mc Cormack, Sernack.-2012. *Diseño de Estructuras de acero.*

Segui, W.-1999. *Diseño de Estructuras de Acero con LRFD*

Norma Técnica E.030 (2018). *Diseño sismorresistente.*

Norma Técnica peruana E.060 (2009), *Concreto Armado.*

Norma Técnica Peruana E.090 (2018), *Estructuras metálicas.*

# **ANEXO**



UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
Centro Productivo de Construcción y Consultoría  
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

## **INFORME GEOTECNICO CON FINES DE CIMENTACION PARA PROYECTO:**

**"ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONOMICO AL  
DISEÑAR UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SEIS PISOS EN  
LA CIUDAD DE PIURA USANDO CONCRETO ARMADO Y  
ACERO"**

**UBICACIÓN:**

**DPTO. : PIURA**

**PROVINCIA : PIURA**

**DISTRITO : CASTILLA**



**SOLICITANTE: PEDRO ANTONIO TUME CASTRO**

**SETIEMBRE DEL 2016.**



UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
Centro Productivo de Construcción y Consultoría  
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

## ESTUDIO GEOTECNICO CON FINES DE CIMENTACION

### CONTENIDO

#### 1. GENERALIDADES

1. Objetivo del estudio
2. Normatividad
3. Acceso al área de estudio
4. Ubicación y Descripción del Área en Estudio
5. Condición Climática de la Zona.

#### 2. GEOLOGIA Y SISMIDAD DEL AREA EN ESTUDIO

- 2.1 Geodinámica externa
- 2.2 Sismicidad
- 2.2.1 Parámetro de Diseño Sismo Resistente

#### 3. ETAPAS DEL ESTUDIO

- 3.1 Fase De Campo
- 3.2 Fase De Laboratorio
- 3.3 Fase De Gabinete

#### 4. TRABAJOS EFECTUADOS

- 4.1 Fase De Campo
- 4.1.1 Nivel de Napa Freática
- 4.2 Fase De Laboratorio
- 4.2.1 Análisis Granulométrico
- 4.2.2 Contenido de Humedad Natural
- 4.2.3 Gravedad Específica de Sólidos
- 4.2.4 Límites de Consistencia
- 4.2.5 Densidad Natural
- 4.2.6 Ensayos de Corte Directo

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas  
JEFE  
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



## 5. PERFIL ESTRATIGRAFICO

## 6. ANALISIS DE LA CIMENTACION

- 6.1 Consideraciones
- 6.2 Capacidad de carga
- 6.3 Presión Admisible
- 6.4 Evaluación de Mejoramiento del suelo.

## 7. AGRESION AL SUELO DE LA CIMENTACION

## 8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### ANEXOS

- 1. Registro de excavaciones
- 2. Ensayos de laboratorio.
- 3. Capacidad de Carga y Presión Admisible.
- 4. Tablas

Tabla 1.- Elementos químicos nocivos para la cimentación

Tabla 2.- Requisitos para concreto expuesto a soluciones con sulfatos

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
MSC. ING. Antonio Timaná Fiestas  
JEFE  
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES





## ESTUDIO GEOTECNICO CON FINES DE CIMENTACIÓN

### 1. GENERALIDADES

#### 1.1 Objetivo del estudio

El presente Estudio de Mecánica de Suelos tiene por objeto investigar las condiciones geotécnicas del subsuelo del terreno asignado al Proyecto de estudio de mecánica de suelos con fines de cimentación para proyecto: **"ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONOMICO AL DISEÑAR UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SEIS PISOS EN LA CIUDAD DE PIURA USANDO CONCRETO ARMADO Y ACERO"**. por medio de trabajos de campo a través de pozos de exploración a cielo abierto, ensayos de laboratorio y labores de gabinete en base a los cuales se define el perfil estratigráfico del terreno, capacidad admisible de carga y las recomendaciones generales para la cimentación.

El programa seguido para los fines propuestos fue el siguiente:

- Reconocimiento del terreno.
- Distribución y ejecución de puntos de investigación.
- Muestreo de suelos alterados e inalterados.
- Ejecución de ensayos de laboratorio.
- Análisis de trabajos de campo y determinación de propiedades del suelo.
- Conclusiones y Recomendaciones.

#### 1.2 Normatividad

El presente estudio se ha efectuado teniendo en cuenta lo estipulado en la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú.

Las técnicas de investigación de campo y ensayos de laboratorio para determinar la clasificación y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos fueron realizados considerando las Normas Técnicas Peruanas (NTP), en concordancia con las normas de la American Society Testing and Materials (ASTM), según lo siguiente

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas  
JEFE  
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



- Descripción e identificación de suelos  
(Procedimiento visual – manual) NTP 339.150
- Contenido de Humedad de un Suelo NTP 339.127
- Análisis Granulométrico NTP 339.128
- Limite Líquido y Limite Plástico NTP 339.129
- Clasificación Unificada de Suelos (SUCS) NTP 339.134
- Determinación del peso unitario mínimo de suelos NTP 339.138
- Peso específico relativo de las partículas sólidas de un suelo NTP 339.131
- Ensayo de Corte Directo NTP 339.171
- Contenido de cloruros solubles en suelos NTP 339.177
- Contenido de sulfatos solubles en suelos NTP 339.178

Los ensayos se realizaron en el Laboratorio de Ensayo de Materiales de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Piura.

### 1.3 Acceso al área de estudio

Para acceder al área de estudio se pasa el Puente Cáceres (Cuarto Puente) de Piura a Castilla, y se sigue por la Av. Cáceres hasta el canal revestido de concreto Biaggio Arbulo, donde se dobla hacia la izquierda y se ingresa a la Urb. Country Club, se sigue un recorrido por la Av. "F" llegando hasta el pasaje 01 luego se gira hacia la izquierda por la calle "J" hasta llegar al área de estudio Mz "S" lote 29.

### 1.4 Ubicación y Descripción del Área en Estudio

El terreno en estudio comprende el lote N° 29 de la Mz S, de la urbanización Miraflores Country Club –Primera etapa, ubicado en el distrito de castilla, provincia y departamento de Piura. Se encuentra ubicada en una zona de materiales de irregular estabilidad, relacionadas directamente con arenas muy sueltas y aunque el nivel freático no se ha evidenciado, de acuerdo a la geología del terreno se puede suponer su proximidad y ascenso en las épocas de precipitaciones, por lo cual se recomienda tomar las precauciones necesarias y mejorar el nivel de fundación de la cimentación con materiales estables. Se encuentra ubicada en una zona en pendiente. Está libre de vegetación.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA  
MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas  
JEFE  
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES





### 1.5 Condición Climática de la zona.

El clima en el Distrito de Castilla, como el de la Provincia de Piura, es caluroso la mayor parte del año; la temperatura varía entre 18ª C como mínimo y 33ª C como máximo. Las mínimas se presentan en el periodo de invierno y las máximas entre enero y marzo, donde puede alcanzarse valores de 37ª C. La zona seca y presenta lluvias variables que cuando ocurren, entre enero y marzo, alcanzan condiciones extremas durante la presencia recurrente del Fenómeno "El Niño" – FEN. En cuyo período las lluvias son intensas, alcanzando promedios de hasta 1000 mm.

## 2. GEOLOGIA Y SISMIIDAD DEL AREA EN ESTUDIO

### 2.0.- GEOLOGIA Y GEOTECNIA DEL AREA DE ESTUDIO.

La zona de estudio corresponde a la zona que forma parte de la Depresión Parandina, formada por un relleno sedimentario Cuaternario la que cubre unidades de edad más antigua. Las rocas existentes en el área de estudio, presentan edades que fluctúan entre el Terciario Inferior - medio y Cuaternario; constituidas por materiales de rocas sedimentarias y materiales poco consolidados.

#### FORMACION ZAPALLAL (Terciario Medio - Superior)

Corresponde a una secuencia de areniscas intercaladas con argillitas, intensamente meteorizadas, en sus estratos superiores, con espesores que llegan hasta 150m, sobre los que descansan materiales sedimentarios de edad contemporánea.

#### DEPOSITOS CUATERNARIOS

Constituidos por depósitos de arenas eólicas de grano medio a fino, poco consolidado, con intercalaciones de arenas limosas y arcillas arenosas; sin embargo hacia la parte donde se encuentra el Río Piura se presentan suelos aluviales en ambas márgenes, constituidas por suelos arenosos con inclusiones de limos, arenas arcillosas y arcillas arenosas.

En el sector de estudio, se presenta en su mayor parte, arenas sueltas pobremente gradada SP, de origen eólico, de baja compacidad (densidad relativa de 20 – 40%), con mayor contenido de humedad, debajo de las cuales se presenta horizontes de suelos arcillo arenoso tipo CL alternándose con arenas de baja a mediana compacidad.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
MSC. ING. ANTONIO PÉREZ  
JEFE  
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



## 2.1.- ESTRUCTURAS PRINCIPALES.

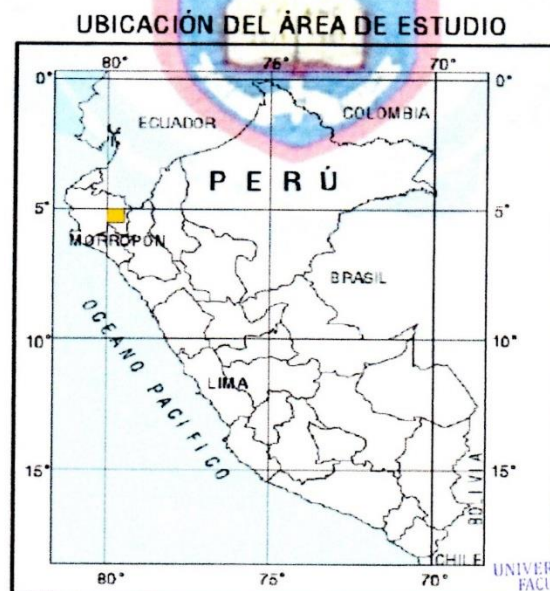
Las estructuras desarrolladas en el Nor-Oeste del Perú están representados por los Amotapes como un arco estructural que se sub-divide en tres partes:

- Norte, asignada a la parte norte del levantamiento de Lobitos.
- Central, entre los levantamientos de Lobitos y de Negritos.
- Sur, situada al sur del levantamiento de Negritos involucrando Lagunitos y Portachuelo.

Las deformaciones sufridas en la zona estructural del Nor-Oeste han sido intensas, habiéndose iniciado desde el Paleozoico, complicando el basamento las tectónicas posteriores. Las principales fallas regionales que han controlado a las otras menores son: Tronco-Mocho, Carpitás, Máncora, Carnal, Amotapes y por el sur la Falla Huaypirá de rumbo aproximado N80°E.

## 2.1 Geología, Hidrogeología y Geomorfología.

Imagen N°01



UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
MSc. ING. Antonio Zimán Fiestas  
JEFE  
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES





UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
Centro Productivo de Construcción y Consultoría  
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

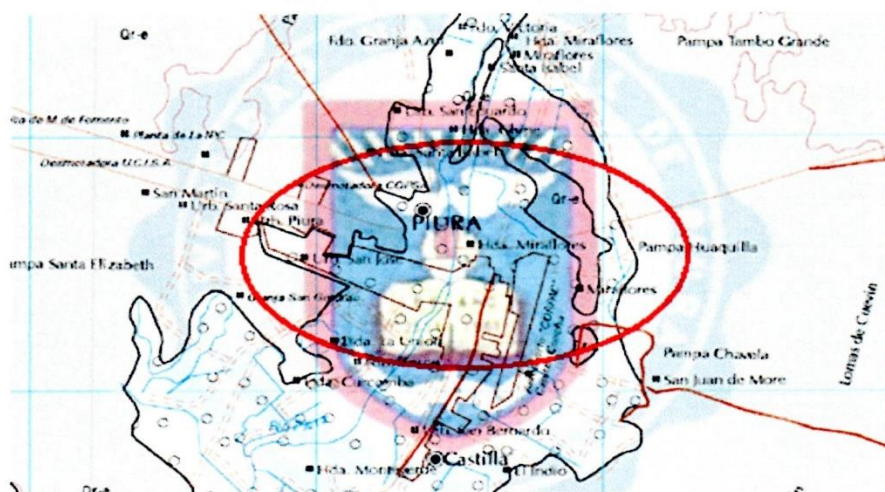
imagenN°02

REPUBLICA DEL PERÚ  
SECTOR ENERGÍA Y MINAS  
INSTITUTO GEOLÓGICO MINERO Y METALÚRGICO



## MAPA GEOLÓGICO DEL CUADRÁNGULO DE PIURA

ESCALA 1: 100 000



### ESTRATIGRAFÍA

Desde el punto de vista estratigráfico, el borde occidental de la cuenca Lancones descansa sobre el macizo paleozoico de amotapes. La sedimentación en este sector se inicia con una secuencia conglomeradita que corresponde a la formación Gigantal luego se presentan calizas de plataforma que dan origen a la formación Pananga. La formación Huasimal que corresponde a una secuencia inferior de arcillas y limolitas calcáreas oscuras, Formación Jaguay Negro formada con secuencias de areniscas feldespáticas y areniscas arcóscicas parduscas, y la formación Encuentros conformada por una intercalación de lutitas negras, areniscas y conglomerado.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
MSc. ING. Antonio Tinahá Fiestas  
JEFE  
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



## **ESTRATIGRAFÍA REGIONAL**

### **CUATERNARIO (Pleistoceno):**

Depósitos Aluviales. Estos depósitos tienen una gran extensión, correspondiendo a la acumulación en forma de una cobertura a lo largo de los valles y llanuras inundadas por las corrientes fluviales, así como abanicos.

Los cursos fluviales, tiene su origen en la Cordillera Occidental, formando las cuencas de los ríos Piura, Chira, asimismo, se tiene depósitos aluviales en las quebradas que bajan de los Amotapes, cuyo valle corta de NE a SO la Repisa Costanera. Existen quebradas que se activan temporalmente, permaneciendo secas algunos años, pero que en temporadas que discurren devienen a manera de yapanas (agua lodosa) con materiales arcillo gravosos, que indican avenidas ó crecientes rápidas.

### **CENOZOICO:**

#### **Formación Miramar (Tm-m).**

La base de la Formación consiste de un conglomerado que está constituido por areniscas arcóscas, de grano fino color amarillo a ocre plumizo, con tintes verdosos, presenta abundantes manchas limoníticas por oxidación, son poco compactas y en algunos niveles son arenas sin cohesión, deleznales que son socavados fácilmente por la erosión, formando cornizas con las capas competentes y duras del Tablazo Talara.

La parte media de la secuencia está formada por niveles de areniscas tobáceas abigarradas y la parte superior, presenta areniscas coquiníferas de grano fino, matriz areno-arcillosa, contiene microfósiles como braquiópodos y gasterópodos.

#### **Formación Chira (Te-ch).**

Consiste, en su parte inferior de lutitas bentónicas laminadas, en capas muy delgadas, de tonalidades oscuras, que al intemperizarse dan un color marrón rojizo. Hacia arriba, presentan areniscas intercaladas con lutitas micáceas. La parte media está compuesta por areniscas de grano grueso y de colores blanquecinos con horizontes conglomerádicos. En la parte superior, se observan nuevamente lutitas y limolitas grises a marrones, areniscas limolíticas ó lutitas bentónicas y **tobas amarillo verdosas** que debido a la alteración presentan colores blanquecinos.

MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas  
JEFE  
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



### Formación Verdún (Te-v).

La secuencia mayormente es clástica y consiste de una intercalación de areniscas de grano medio a grueso, ligeramente diagenizados con lutitas laminares, algo bentónicas; al alterarse dan un color gris verdoso a amarillento de tintes púrpura.

Consiste de conglomerados heterogéneos y areniscas poco compactas con fragmentos redondeados y subangulosos.

### ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA

Esta zonificación Geotécnica se ha realizado considerando las propiedades índices de los suelos, propiedades físico-mecánicas, etc. así como la presencia del nivel freático

### CONTENIDO LITOESTRATIGRÁFICO DEL ÁREA DE ESTUDIO.

Imagen N°04

ERATEMA	SISTEMA	SERIE	UNIONES LITOESTRATIGRÁFICAS	ROCAS INTRUSIVAS
C E N O Z O I C O	CUATERNARIO	RECIENTE	Dep. foliosos	Q-sa
			Depósitos { Dep. Playa Mixtos { Lacustres	Q-mi
			Depósitos Aluviales Recientes	Q-ma
		PLUÍSTOCENO	Dep. Aluviales Antiguos	Q-al
			Tablero Lobos	Q-pl
	TERCIARIO	MIOCENO	Tablero Talara	Q-pl
			Fm. Miramar	Tr-mi
		EOCENO	Fm. Chica Verdun	Te-cha
	CRETACEO	SUPERIOR		Granito
		MEIO	Fm. La Mesa	Ks-m
PALEOZOICO MESOZOICO			Indiviso	P

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
MSc. ING. Antonio Tiqui Fiestas  
JEFE  
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES





## 2.2 Sismicidad

Desde el punto de vista sísmico, el territorio Peruano, pertenece al Círculo Circumpacífico, que comprende las zonas de mayor actividad sísmica en el mundo y por lo tanto se encuentra sometido con frecuencia a movimientos telúricos. Pero, dentro del territorio nacional, existen varias zonas que se diferencian por su mayor o menor frecuencia de estos movimientos, así tenemos que de acuerdo al

Nuevo Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, según la nueva Norma Sismo Resistente (NTE E-030), hay cuatro zonas:

**Zona 1.-** Comprende la ciudad de Iquitos, y parte del Departamento de Iquitos, parte del Departamento de Ucayali y Madre de Dios; en esta región la sismicidad es baja.

**Zona 2.-** En esta zona la sismicidad es media. Comprende el resto de la región de la selva, Puno, Madre de Dios, y parte del Cusco. En esta región los sismos se presentan con mucha frecuencia, pero no son percibidos por las personas en la mayoría de las veces.

**Zona 3.-** Es la zona de más alta sismicidad. Comprende toda la costa peruana, de Tumbes a Tacna, la sierra norte y central, así como, parte de ceja de selva; es la zona más afectada por los fenómenos telúricos.

**Zona 4.-** Las características principales de la zona 04 son:

1. Sismos de Magnitud VII MM
2. Hipocentros de profundidad intermedia y de intensidad entre VIII y IX.
3. El mayor Peligro Sísmico de la Región está representado por 4 tipos de efectos, siguiendo el posible orden (Kusin, 1978) :
  - Temblores Superficiales debajo del océano Pacífico.
  - Terremotos profundos con hipocentro debajo del Continente.
  - Terremotos superficiales locales relacionados con la fractura del plano oriental de la cordillera de los Andes Occidentales.
  - Terremotos superficiales locales, relacionados con la Deflexión de Huancabamba y Huaypira de actividad Neotectónica.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas  
JEFE  
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES





El área en estudio se encuentra dentro de la zona de Alta Sismicidad (Zona 4).

Mapa de zonificación sísmica

### ZONAS SÍSMICAS



ZONA		
4	0.45	
3	0.35	
2	0.25	
1	0.10	

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
MSc. ING. Antonio Tizana Fiestas  
JEFE  
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



### 2.2.1 Parámetros de Diseño Sismo Resistente

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones y a la Norma Técnica de Edificaciones E-030 Diseño Sismo resistente, se deberá tomar los siguientes valores:

Factores	Valores
Zonificación	zona 4
Factor de zona	$Z(g) = 0.45$
Perfil de suelo	Tipo S 3
Factor de amplificación del suelo	$S = 1.10$
Periodo predominante de vibración del suelo	$T_p(s) = 1 \text{ seg}, T_L(s) = 1.6$
Factor de amplificación sísmico	$C = 2.50$
Coeeficiente de uso e importancia	$U = 1.50$

### 3. ETAPAS DEL ESTUDIO

Los trabajos se efectuaron en 3 etapas.

#### 3.1 Fase de Campo

Se efectuaron trabajos de exploración con el fin de conocer el tipo y características resistentes del sub-suelo.

#### 3.2 Fase de Laboratorio

Las muestras obtenidas en el campo fueron llevadas al laboratorio de Ensayos de Materiales de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Piura con el objeto de determinar sus propiedades físicas y mecánicas.

#### 3.3 Fase de Gabinete

A partir de los resultados en Campo y Laboratorio, se ha elaborado el presente informe técnico final que incluye:

Análisis del perfil estratigráfico con panel fotográfico de cada calicata, cálculo de la capacidad portante, así como profundidad de desplante de las estructuras y conclusiones y recomendaciones constructivas. Se incluye además anexos que contienen los resultados obtenidos en Campo y Laboratorio.

Msc. ING. Antonio Tinana Fiestas  
JEFE  
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



#### 4. TRABAJOS EFECTUADOS

##### 4.1 Fase de Campo

Se realizó tres (01) prospección o pozo de exploración "a cielo abierto", designado como C-1, el cual fue ubicado convenientemente y se exploró hasta una profundidad de 3.10 m.

Este sistema de exploración nos permite evaluar directamente las diferentes características del subsuelo en su estado natural.

La descripción de la calicata ejecutada se presenta en el siguiente cuadro:

Cuadro N° 01 "Relación Detallada de Calicata ejecutada"

CALICATA	MUESTRAS OBTENIDAS	PROFUNDIDAD (m) A CIELO ABIERTO	NIVEL FREATICO
C - 1	S/M	0.00 - 0.10	No se encontró
	M - 1	0.10 - 2.40	No se encontró
	M - 2	2.40 - 3.10	No se encontró

En esta fase se tomó muestras disturbadas representativas de los estratos de la calicata y en cantidades suficientes como para realizar los ensayos físicos, mecánicos y químicos establecidos para las muestras del suelo.

Paralelamente al muestreo se realizaron los registros de exploración, en los que se indican las diferentes características de los estratos subyacentes, tales como tipo de suelo, espesor del estrato, color, humedad, plasticidad, compacidad, etc.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas  
JEFE  
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES





#### 4.1.1 Nivel de la napa freática

La ubicación de la Napa Freática es función de la época del año en la que se realice la investigación de campo, así como de las variaciones naturales de los sistemas de lluvia de los sistemas que abastecen los estratos acuíferos.

A la fecha del trabajo de campo 09 de AGOSTO del 2016 No se evidencio nivel freático.

#### 4.2 Fase de laboratorio

Los ensayos de laboratorio se realizaron por cada variación estratigráfica y han permitido determinar las propiedades de los suelos mediante ensayos físicos y mecánicos de las muestras disturbadas provenientes de la exploración.

Se efectuaron los siguientes ensayos estándar de Laboratorio, siguiendo las Normas establecidas por la American Society for Testing Materials (ASTM) de los Estados Unidos de Norte América y las Normas Técnicas Peruana (NTP).

##### 4.2.1 Análisis Granulométrico por Tamizado

Consistiendo este ensayo en pasar una muestra de suelo seco a través de una serie de mallas de dimensiones estandarizadas a fin de determinar las proporciones relativas de los diversos tamaños de las partículas.

##### 4.2.2 Contenido de Humedad Natural

Que es un ensayo rutinario de Laboratorio para determinar la cantidad dada de agua presente en una cantidad dada de suelo en términos de su peso en seco.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
MSc. ING. Antonio Tinahá Fiestas  
JEFE  
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



#### 4.2.3 Gravedad Específica de los Sólidos

Mediante este ensayo se determina el peso específico de las sustancias sólidas existentes en el suelo.

#### 4.2.4 Límites de Consistencia

Estos ensayos sirven para expresar cuantitativamente el efecto de la variación del contenido de humedad en las características de plasticidad de un suelo cohesivo. Los ensayos se efectúan en la fracción de muestra de suelo que pasa la malla N° 4.

La obtención de los límites líquido y plástico de una muestra de suelo permite determinar un tercer parámetro que es el índice de plasticidad. Todos los suelos eran plásticos.

#### 4.2.5 Densidades Naturales

Este ensayo se realiza para tomar la densidad "INSITU" de los suelos.

El método utilizado fue el del cilindro.

#### 4.2.6 Corte Directo

Este ensayo se realiza para determinar el ángulo de fricción y la cohesión del suelo.

Los certificados de los ensayos de laboratorio se presentan en el Anexo 2 "Certificados de Ensayos de laboratorio"

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas  
JEFE  
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



El resumen de los ensayos se presenta en el cuadro siguiente:

Cuadro N° 02.- Resumen de ensayos de laboratorio.

UBICACIÓN / COORDENADAS	COUNTRY CLUB / 543329 - 9427889	
CALICATA	CALICATA - 1	
Muestra	M - 1	M - 2
Profundidad (m.)	0.10 – 2.40	2.40 – 3.10
% Pasa Malla N° 4	100	100
% Pasa Malla N° 200	18.20	11.70
% GRAVA	0	0
% ARENA	81.8	88.30
Límite líquido	22	21
Índice Plástico	4	NP
Contenido de humedad %	3.80	3.40
Peso unitario mínimo (gr/cm <sup>3</sup> )	1.559	1.584
Máxima densidad seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1.666	
Contenido Optimo de Humedad (%)	15.60	
Clasificación de Suelos "SUCS"	SM-SC	SM
Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )	0.005	
Angulo de fricción (Ø)	27°	

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas  
JEFE  
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES





## 5. FASE DE GABINETE

De acuerdo a la exploración efectuada en la calicata C-1, tal como se observa en el récord del estudio de exploración y en los resultados de laboratorio adjuntos; el perfil estratigráfico presenta las siguientes características:

### Calicata - 1:

- 0,00 – 0.10 . – Material contaminado con desmonte (ladrillos con mortero).
- 0.10 – 2.40 .- Arena limo arcillosa, de condición húmeda, de consistencia suave, color beige. Clasificada en el sistema SUCS como un SM – SC.
- 2.40 – 3.10 .- Arena limosa, de condición seca, de consistencia suave, color beige. Clasificada en el sistema SUCS como un SM.

Hasta la profundidad explorada no se evidenció presencia de nivel freático.

## 6. ANALISIS DE LA CIMENTACION

### 6.1 Consideraciones

Los parámetros e hipótesis de cálculo para el cálculo de capacidad de carga y presión admisible son los siguientes:

- La evaluación se efectuara en el terreno donde se construirá la obra que constituye el trabajo del proyecto, **ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONOMICO AL DISEÑAR UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SEIS PISOS EN LA CIUDAD DE PIURA USANDO CONCRETO ARMADO Y ACERO**". El nivel freático no se evidenció en la C-1.
- El suelo subyacente encontrado está conformado por estratos alternados de suelo del tipo SM (Arena Limo arcillosa), SM-SC y de tipo SM (Arena limosa).
- De la evaluación de las características físicas del suelo se concluye, que a la profundidad de desplante de la estructura, el suelo de apoyo es el correspondiente a arcilla de baja compresibilidad clasificada en SUCS como SM que presenta un ángulo de fricción ( $\phi$ ) de  $27^\circ$  y cohesión  $C = 0.005 \text{ kg/cm}^2$  con los cuales se calcula la capacidad de carga y presión admisible del terreno.

MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas  
JEFE  
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



## 6.2 Capacidad de Carga

Llamada también presión última o de falla por corte del suelo, es la carga que un suelo puede soportar sin que su estabilidad sea amenazada.

Para la aplicación de la capacidad de carga, se aplica la teoría de Terzaghi, para corte general, para cimentaciones continuas de base rugosa en el caso de un medio medianamente denso, haciéndose extensivos para zapatas cuadradas. Con valores de cohesión, igual a (0.04), se tiene:

PARA CIMIENTO CONTINUO :  $Q_c = C \cdot N_c + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_g + \gamma \cdot D_f \cdot N_q$

PARA ZAPATAS CUADRADAS AISLADAS:  $Q_c = C \cdot N_c + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_g + \gamma \cdot D_f \cdot N_q$

PARA ZAPATAS CIRCULARES AISLADAS:  $Q_c = C \cdot N_c + 0.6 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_g + \gamma \cdot D_f \cdot N_q$

Donde:

$\gamma$  = Peso Volumétrico gr /cm<sup>3</sup>  
C = Cohesión (kg/cm<sup>2</sup>)  
Df. = Profundidad de cimentación  
B = Ancho de zapata  
Nc, Ng y Ny = Factores de carga.

N'y = Factor unidimensional de capacidad de carga, dependiente ancho y de la zona de empuje pasivo función del ángulo de fricción interna ( $\phi$ ), considera la influencia del peso del suelo.

N'g = Factor adimensional de capacidad de carga debido a la presión de la sobrecarga (densidad de enterramiento). Función del ángulo de fricción interna. La sobrecarga se halla representada por el peso por unidad de área  $\gamma \cdot D_f$ , del suelo que rodea la zapata.

N'c = Factor de capacidad de carga, función de la cohesión

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
MSc. ING. Antonio Timana Fiestas  
JEFE  
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES





### 6.3 Presión Admisible

Es la presión admisible del terreno que se deberá usar como parámetro de diseño de la estructura. También se le conoce como "Carga de Trabajo" o Presión de Trabajo" (Cuadro de capacidad de carga y presión admisible. Anexo - C.

$$P_t = Q_c / F_s$$

Dónde:  $P_t$  = Presión admisible ( $\text{kg/cm}^2$ )  
 $Q_c$  = Capacidad de carga  
 $F_s$  = Factor de seguridad, (3.0), que toma en consideración lo siguiente:

- a.- Variaciones naturales en la resistencia al corte de los suelos.
- b.- Las incertidumbres que como es lógico, contienen los métodos o fórmulas para la determinación de la capacidad última del suelo.
- c.- Disminuciones locales menores que producen en la capacidad de carga los suelos colapsables, durante o después de la construcción.
- d.- Excesivo asentamiento en suelos compresibles que haría fluir el suelo cuando está próximo a la carga crítica o a la rotura por corte.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas  
JEFE  
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



Cuadro N° 03.- Cálculo de la Capacidad de Carga y Presión Admisible.

**CIMIENTO CONTINUO C- 1**

Profundidad de cimentación	Lado Promedio	Peso volumetrico	Cohesion	Angulo de fricción	N <sub>c</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>γ</sub>	Qc (Ultima)	Pt (Admisible)
Df ( m)	B (m)	γ (gr/cc)	C (kg/cm2)	(°)				(kg/cm2)	(kg/cm2)
0.80	0.60	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.23	0.41
0.80	0.80	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.28	0.43
0.80	1.00	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.32	0.44
1.00	0.60	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.46	0.49
1.00	0.80	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.51	0.50
1.00	1.00	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.56	0.52
1.20	0.60	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.70	0.57
1.20	0.80	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.74	0.58
1.20	1.00	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.79	0.60
1.50	0.60	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	2.05	0.68
1.50	0.80	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	2.09	0.70
1.50	1.00	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	2.14	0.71
1.80	0.60	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	2.40	0.80
1.80	0.80	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	2.44	0.81
1.80	1.00	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	2.49	0.83

**ZAPATA CUADRADA**

Profundidad de cimentación	Lado Promedio	Peso volumetrico	Cohesion	Angulo de fricción	N <sub>c</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>γ</sub>	Qc (Ultima)	Pt (Admisible)
Df ( m)	B (m)	γ (gr/cc)	C (kg/cm2)	(°)				(kg/cm2)	(kg/cm2)
0.80	1.00	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.32	0.44
0.80	0.80	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.28	0.43
0.80	1.00	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.32	0.44
1.00	0.60	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.48	0.49
1.00	0.80	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.52	0.51
1.00	1.00	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.56	0.52
1.20	0.60	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.71	0.57
1.20	0.80	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.75	0.58
1.20	1.00	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	1.79	0.60
1.50	0.60	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	2.07	0.69
1.50	0.80	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	2.10	0.70
1.50	1.00	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	2.14	0.71
1.80	0.60	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	2.42	0.81
1.80	0.80	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	2.45	0.82
1.80	1.00	1.559	0.01	27°	17.00	7.50	3.00	2.49	0.83

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
MSc. ING. Antonio Timaná Festas  
JEFE  
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



#### 6.4 Evaluación del potencial de expansión del suelo

Los suelos de fundación de la edificación a proyectar no deberá presentar expansión alguna que pongan en riesgo la estructura a construirse; por tanto la expansión libre deberá ser baja.

Para la estimación del potencial de expansión de los suelos sub yacentes, se ha utilizado medidas indirectas como la propuesta por Holts y Gibas – 1956, los cuales califican el grado de expansividad en función de la plasticidad de los suelos, como muestra en el siguiente cuadro:

Cuadro N° 4: Requerimientos de potencial de expansión de suelos

POTENCIAL DE EXPANSION	INDICE DE PLASTICIDAD	LIMITE LIQUIDO
Muy Alto	>32.0	> 70.0
Alto	23.0 - 32.0	50.0 - 70.0
Medio	12.0 - 23.0	35.0 - 50.0
Bajo	< 12.0	20.0 - 35.0

De acuerdo a esta evaluación el suelo evaluado califica como de potencial de expansión BAJO Dada las características del suelo que presenta estratos alternados, se considerara una capa de mejoramiento de 20 cm de hormigón con tamaño máximo 2".

#### 7. AGRESION AL SUELO DE LA CIMENTACION

De los resultados obtenidos del ensayo de Análisis Químico de Sulfatos y Cloruros Agresivos al Concreto y al acero, realizado en la muestra de la calicata C -1, se tiene:

Calicata	C-1 / M-1
Profundidad	0.10 – 2.40
FINO	
Cloruros solubles como ión Cl- (%)	0.045
Sulfatos solubles como ión SO4 (%)	0.030

Estos valores determinan que hay agresividad despreciable de sulfatos al concreto y leve al acero de refuerzo, por lo que no se requiere un cemento con características especiales. Sin embargo es recomendable el uso de cemento tipo MS o similar porque mejora las características generales del concreto.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
MSc. ING. Antonio Tinuía Fiestas  
JEFE  
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES





## 8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El área en estudio corresponde al terreno donde se construirá los ambientes para los trabajos de **ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONOMICO AL DISEÑAR UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SEIS PISOS EN LA CIUDAD DE PIURA USANDO CONCRETO ARMADO Y ACERO**”.

- Los trabajos de exploración de campo consistieron en calicata o prospección a cielo abierto hasta una profundidad máxima de 3.10 m, denominada C-1.
- La fecha de realización del trabajo de campo 09 de AGOSTO del 2016 no se encontró nivel freático en la C-1.
- En las calicata C-1. exploradas se ha encontrado una primera capa de material contaminado con desmorte en la C-1, el material contaminado consta con una profundidad variable 0.10cm. Dada la presencia de este material, su profundidad puede variar respecto a la encontrada en la perforación. Estos materiales inadecuados deben ser removidos, hasta llegar al suelo natural, antes de iniciar las obras tal como lo indica la Norma Técnica de Edificaciones E.050, Suelos y Cimentaciones (Capítulo 4, artículo 19).
- En función a las excavaciones, descripción, perfiles y ensayos de suelos, se han identificado que el terreno donde se apoyara la cimentación está conformado por estratos de suelo del tipo: SM – SC (Arena limo arcillosa).
- Los elementos de la cimentación deberán ser diseñados de modo que la presión de contacto (Carga estructural de las Obras en el área de la cimentación) sea inferior o cuando menos igual a la presión de diseño o capacidad admisible. Para la condiciones más desfavorable del suelo encontrado ( C-1), la capacidad de carga y presión admisible son:

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
  
MSc. ING. Antonio Tizaná Fiestas  
JEFE  
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



- Por las condiciones del suelo encontrado y por ausencia de nivel freático del área estudiada a la fecha se considerara como NO LICUABLE.
- Sería necesario incluir una partida para definir el N.F durante el proceso de la construcción. Caso contrario a criterio del ING proyectista.
- Se recomienda cimentación superficial a una profundidad mínima de 1.50 m., con la colocación de una capa de hormigón de 20 cm, debido a que se alternan capas de suelo clasificado en SUCS como SM-SC (Arena limo arcilloso) SM (arena limosa). El hormigón debe tener tamaño máximo 2" adecuadamente compactado.
- En caso sea necesario por la presencia de precipitaciones durante el Fenómeno "El Niño" – FEN. En cuyo período las lluvias son intensas, y el N.F podría presentarse durante el proceso de construcción, Por ello se recomienda colocar una capa de over minino a 15cm sobre ella colocar un Geotextil el cual tendrá un sellado vulcanizado para aislar la presencia del NF.
- Se recomienda que los rellenos que se requieran para nivelar el terreno, se construyan con materiales granulares y se compacten convenientemente a una densidad no menor del 90 % de la máxima densidad seca obtenida mediante ensayo Proctor Modificado con la finalidad de evitar problemas causados por la deformación del relleno ubicado bajo los pisos. Para verificar la compactación se realizaran Controles de Densidad de campo a razón de un ensayo para un área menor o igual a 25 m2.
- Se debe considerar la construcción de veredas perimetrales para las edificaciones, con una adecuada evacuación pluvial, que eviten que el agua de lluvia o aguas superficiales ingresen al terreno subyacente y cambien las condiciones de humedad del mismo.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
  
MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas  
JEFE  
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



- Los suelos presentan contenido de sulfatos de agresividad despreciable al concreto y leve al acero; por lo que se puede usar un cemento sin especificaciones especiales. Sin embargo se recomienda el uso de cemento tipo MS o similar porque mejora las propiedades generales del concreto.
- De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones, Normas Técnicas de Edificación E.030 – Diseño Sismo-resistente, el área estudiada tiene las siguientes características:

Factores	Valores
Zonificación	zona 4
Factor de zona	$Z(g) = 0.45$
Perfil de suelo	Tipo S 3
Factor de amplificación del suelo	$S = 1.10$
Periodo predominante de vibración del suelo	$T_p(s) = 1 \text{ seg}, T_L(s) = 1.6$
Factor de amplificación sísmico	$C = 2.50$
Coeficiente de uso e importancia	$U = 1.50$

- En el proceso de perforación de la calicata no se observó problemas de estabilidad en las paredes por efecto del arco que se produce en este tipo de excavación. Sin embargo, en la obra se deberán tomar las precauciones debidas para proteger las paredes de la excavaciones y cimentaciones en general con la finalidad de proteger al personal y evitar daños a terceros conforme lo indica la Norma -050.
- Las conclusiones y Recomendaciones son válidas para la zona en estudio.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
  
MSc. ING. Antonio Timana Fiestas  
JEFE  
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES